

**МИНИСТЕРСТВО СЕЛЬСКОГО ХОЗЯЙСТВА РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ**  
**Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение**  
**высшего профессионального образования**  
**"КУБАНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АГРАРНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ"**

**Кафедра "Основания и фундаменты"**

**Конспект лекций**  
по дисциплине:  
**"Основания и фундаменты реконструируемых**  
**зданий"**  
для аспирантов по направлению  
08.06.01 - Техника и технология строительства,  
профиль подготовки:  
**"Основания и фундаменты, подземные сооружения"**

Лектор:  
к.т.н., доцент

А.Ю. Маршалка

Краснодар, 2015 г.

## Лекция 1. Состояния оснований и фундаментов реконструируемых зданий

Реконструкция здания, как правило, связана либо с дополнительным нагружением основания, либо с изменением конструктивной схемы работы сооружения. В том и другом случае возникают дополнительные осадки фундаментов, неравномерное развитие которых может вызвать появление трещин в надземных конструкциях (стенах, перекрытиях и т.п.).

Для крупных городов, с многовековой историей, реконструкция существующих зданий, получивших естественный физический износ, имеет актуальное значение. Только в одном Санкт-Петербурге больше сотни домов в год становятся на капитальный ремонт и почти такое же количество зданий подвергаются реконструкции в виде надстройки мансарды (этажей), углубления подвала.

В каждом из названных случаях происходит либо дополнительное нагружение основания, либо изменение расчётное схемы работы существующих фундаментов.

Условную схему воздействия реконструкции зданий на грунтовое основание можно представить на рис. 1.1.

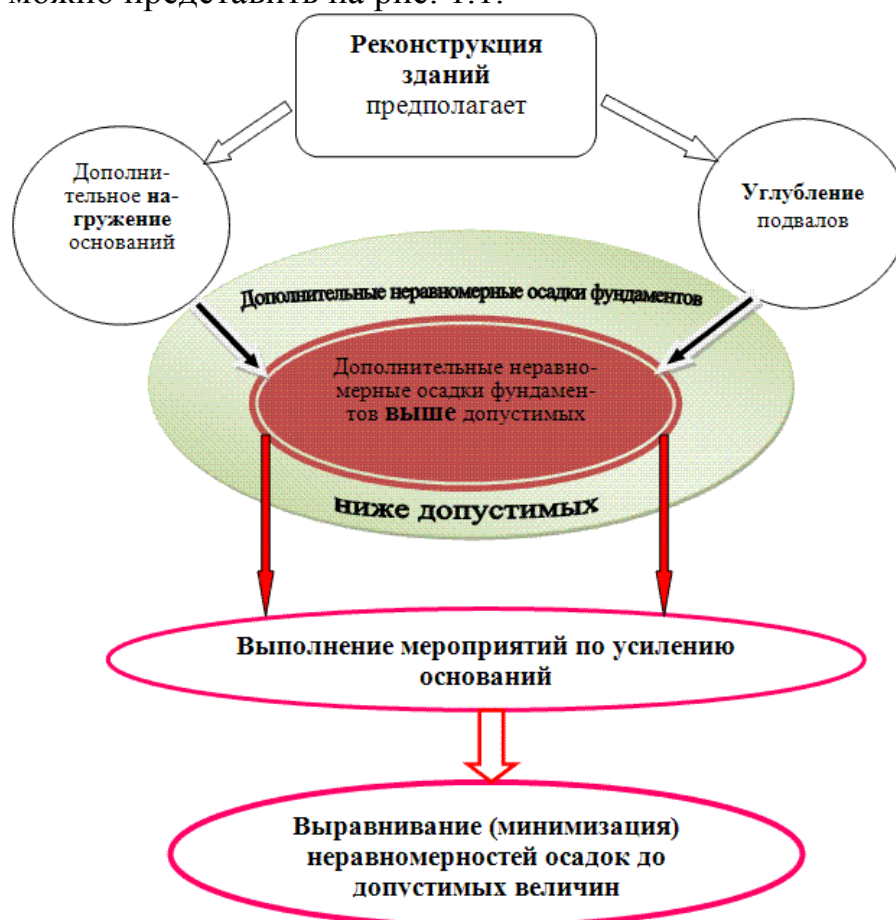


Рис.1.1. Схема воздействия реконструкции зданий на работу грунтового основания и развития осадки существующих фундаментов.

Из представленной схемы видно, что реконструкция зданий предполагает два основных фактора, оказывающих влияние на основание:

1. Дополнительное нагружение основание (результат замены перекрытий, устройство этажа, мансарды и т.д.).
2. Углубление подвалов (исторически существующие подвалы, как правило, не приспособлены для эксплуатации помещений в современных условиях и нуждаются в увеличении их высоты).

Оба фактора, по результатам геотехнических расчётных обоснований, (см. далее) могут вызывать дополнительные неравномерные осадки фундаментов. Неравномерность вычисленных дополнительных неравномерных осадок существующих фундаментов может быть ниже допустимых величин (СНиП). В этом, наиболее благоприятном случае, дополнительные усилия, возникающие в надземных конструкциях здания, будут восприниматься данными конструкциями без видимых разрушений и потому усиление оснований не целесообразно.

Если дополнительные неравномерные осадки существующих фундаментов окажутся выше допустимых величин, то в надземных конструкциях здания (в несущих стенах, перекрытиях) возникнут дополнительные усилия, способные вызвать их разрушение (появление трещин). Такие условия недопустимы и требуют выполнения мероприятий по усилению оснований. Цель данных мероприятий – выравнить (минимизировать) неравномерность осадок до допустимых величин.

Таким образом, представленная схема (рис. 1.1.) достаточно наглядно показывает основную последовательность выполнения работ, необходимых для обеспечения безопасной и долговременной эксплуатации реконструируемого сооружения, а также условия, при котором необходимо выполнение работ по усилению оснований.

Работам по реконструкции зданий и сооружений всегда предшествует этап исследований, на котором выявляется не только состояние грунтов их оснований, фундаментов и надфундаментных конструкций, но также характер и величины их осадок за период строительства и эксплуатации. В тех случаях, когда величины общих или неравномерных осадок зданий оказываются значительными, необходимо выявить их причины. От этого будет зависеть в дальнейшем поведение под воздействием дополнительных нагрузок основания реконструируемого здания. НИИ оснований и подземных сооружений в последнее время проводится большая работа по наблюдению за осадками зданий и сооружений различного назначения в разнообразных инженерно-геологических условиях. Наиболее интенсивные исследования в этом направлении были выполнены Р.А. Токарем, Д.Е. Польшиним, К.Е.

Егоровым, Ю.М. Абелевым, В.В. Михеевым, Н.Я. Рудницким, ПИ. Брайтом и др.

### **Дополнительнонагружение оснований фундаментов, имеющих значительный физический износ**

Для зданий Санкт-Петербурга, построенных до первой четверти XX века, фундаменты возводились в основном бутовые и выполнялись из известнякового камня на известковом растворе. Многолетний опыт проведения обследований подобных конструкций показывает, что бутовые фундаменты за более чем вековой период их эксплуатации, получают разрушения (физический износ) с потерей сплошности и снижением прочностных характеристик. На рис. 1.2 представлены наиболее типичные фотографии внешней стороны кладки бутовых фундаментов, полученные из шурфов.



Рис. 1.2. Фотографии внешней стороны кладки бутовых фундаментов со следами физического износа и снижением прочностных свойств.

В наибольшей степени разрушение кладки бутовых фундаментов выполненных из известкового камня происходит в местах переменного уровня грунтовых вод. Эти явления связаны в первую очередь с многочисленными (до 30 раз в год) колебаниями грунтовых вод вследствие проявления нагонных наводнений в Санкт-Петербурге. Периодические колебания грунтовых вод, изменяя состояние бутовой кладки по влажности, вызывают, прежде всего, разрушение известкового раствора, расположенного между отдельными камнями кладки.

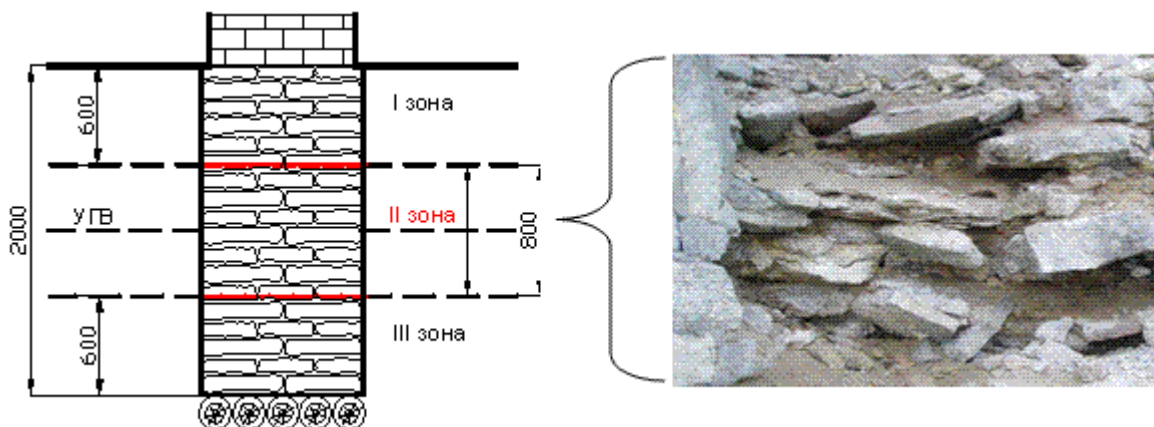


Рис. 1.3. Зонирования бутового фундамента по распределению интенсивности деструктивных процессов, обусловленных грунтовыми водами.

В результате такого выветривания известковые камни бутовой кладки теряют связь между собой, а это делает всю конструкцию фундамента уязвимой к динамическим воздействиям (рис. 1.3).

Если рассматривать период до начала XX века, то такая кладка бутового фундамента, не испытывая динамического фона колебаний от движущегося уличного транспорта, удовлетворительно воспринимала статические нагрузки и была достаточно безопасной.

В наше время существующий постоянный фон динамических колебаний от движущегося многочисленного транспорта вызывает колебания не связанных между собой камней бутовой кладки, и тем самым, способствует развитию дополнительных неравномерных осадок фундаментов, а, следовательно, и появлению трещин в конструкции зданий. Надежность такого фундамента низка и конструкция, безусловно, требует выполнения работ по усилению (созданию монолитности, сплошности).

Прямым методом определения степени разрушения бутового камня и известкового раствора в теле фундамента является метод бурения исследовательских скважин небольшого диаметра. В этом случае уже в период проведения обследования, по скорости проходки бурового снаряда можно судить о прочностных свойствах (монолитности, сплошности) бутовой кладки. Так на рис. 1.4 представлена опытная графическая зависимость скорости проходки бурового снаряда по глубине тела фундамента, полученная по многочисленным исследованиям. Из представленных материалов видно, что повышенная скорость проходки (со средней скоростью 2,5...2,8 см/мин) соответствует глубине от 0,6 м до 1,45 м. Именно этот интервал глубин соответствует переменному уровню грунтовых вод (УГВ), или II зоне по рис. 1.3.

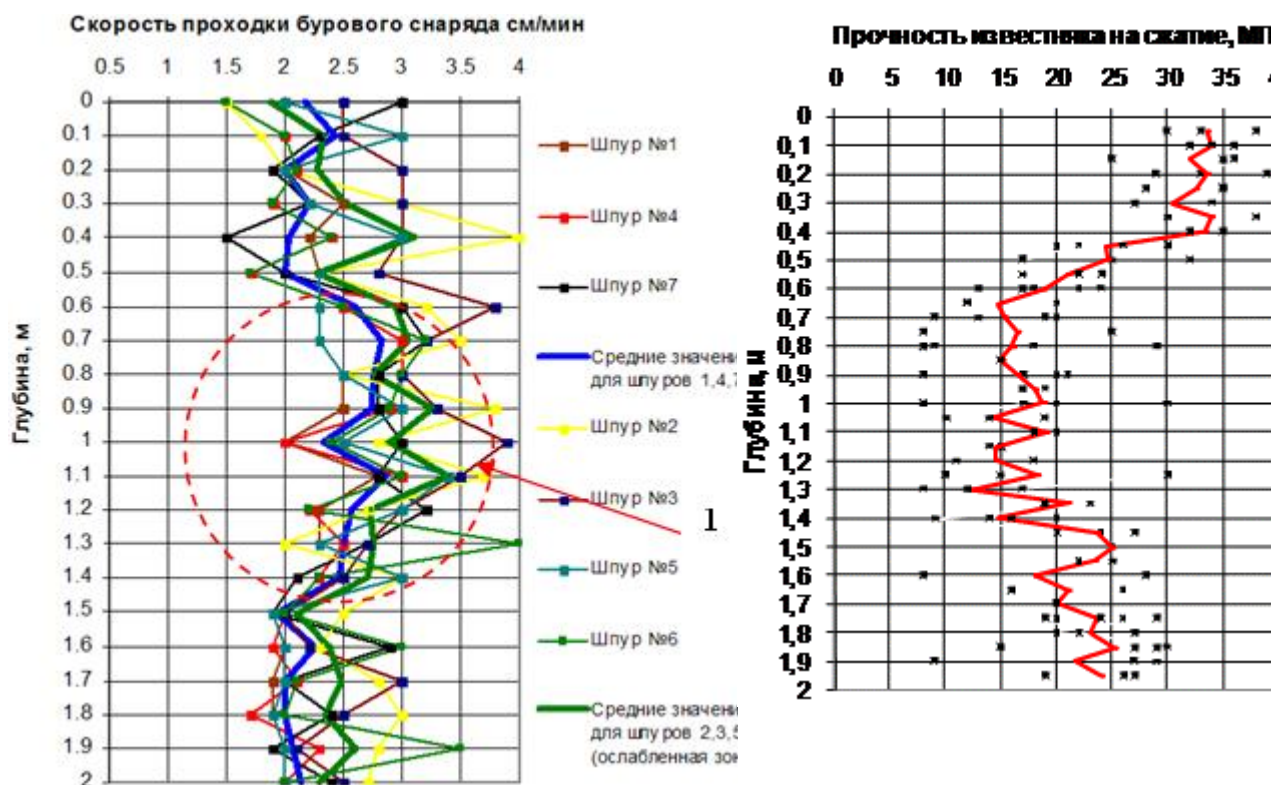


Рис. 1.4. Графики скорость проходки бурового снаряда: 1 – ослабленная зона в прочности известняка по бутовой кладке фундаментов (повышенная высоте фундамента скорость проходки)

Проведение буровых работ по телу фундамента позволяет извлечь керн и провести лабораторные испытания известкового камня на прочность. Результаты таких испытаний представлены на рис. 1.5. Данная графическая зависимость достаточно наглядно показывает на зону пониженной прочности камня и, следовательно, позволяет оценить прочность всей бутовой кладки фундамента в целом.

Для большей объективности выявления возможных зон пониженной прочности бутовой кладки фундамента, в настоящее время практикуется методика оценки состояния тела фундамента с использованием мини-телекамеры (рис. 1.6.). В этом случае в пробуренную скважину диаметром 40 мм в теле фундамента, опускается мини-телекамера и производится видеосъемка и фотографирование состояния бутовой кладки фундамента из скважины. На фотографиях видеосъемки (рис. 1.6.) хорошо различимы незаполненные полости различных размеров, расположенные на различных глубинах.

Такая методика обследования позволяет получить более наглядную картину состояния разрушения (износа) конструкций бутового фундамента и принять решение о необходимости его усиления. В случае же предполагаемого дополнительного нагружения фундаментов вследствие

реконструкции, представленная методика обследования фундаментов становится наиболее актуальной.

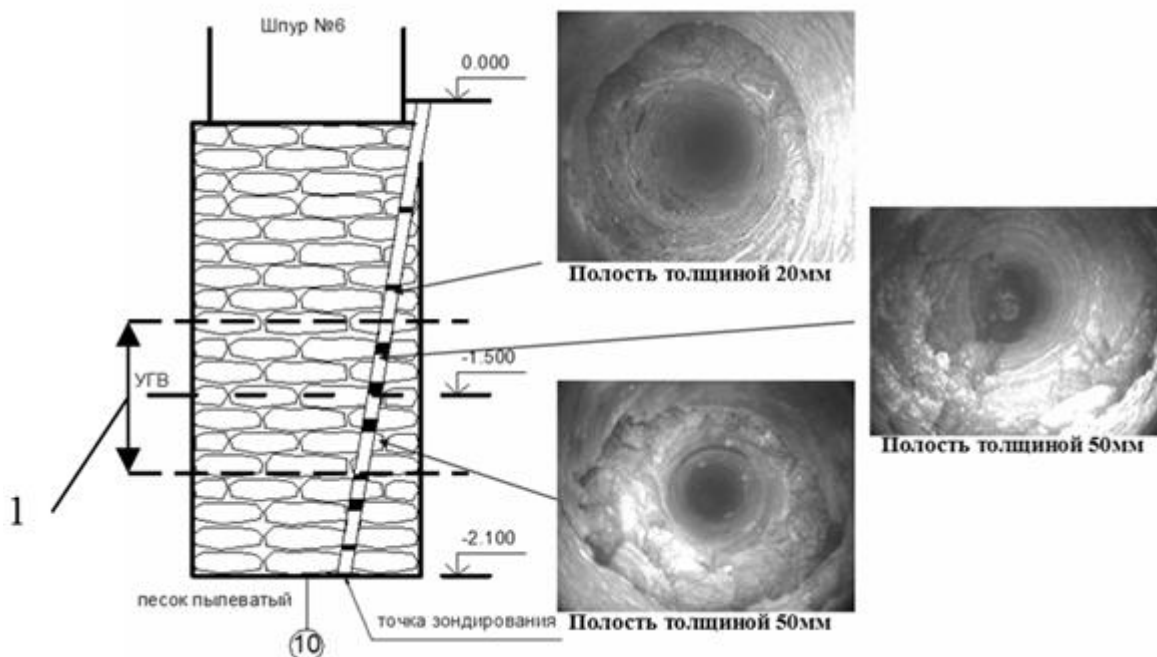


Рис. 1.6. Схема буровой скважины с фрагментами видеосъемки наиболее характерных полостей в теле фундамента: 1 - зона переменного положения УГВ.

Следует подчеркнуть, что степень выветрелости (износа) бутовой кладки фундаментов, определяемая в момент обследования в отдельных точках, является не однородной даже для одного и того же здания. Это явление зависит от многочисленных факторов и в том числе от состояния материала и условий эксплуатации здания. Для уточнения размеров разрушений фундаментов в той или иной степени, могут быть использованы различные дополнительные методики геофизических исследований.

Другой особенностью большинства зданий исторического центра Санкт-Петербурга являются ленточные бутовые фундаменты, под подошвой которых расположены деревянные лежни. При средней глубине заложения 2...2,5 м подошва бутовых фундаментов и деревянные лежни под ними в период постройки располагались ниже уровня грунтовых вод.

Конструктивное решение, с расположением деревянных лежней в изолированной среде с низким содержанием газов (ниже уровня грунтовых вод), позволяет эксплуатировать данную конструкцию в надежном состоянии достаточно долго. Так при реконструкции опор «Горбатого мостика» Ч. Камерона в Павловском парке, дата постройки которого относится к концу 18 века, в основании были обнаружены деревянные лежни диаметром до 40 см сохранившиеся в прекрасном состоянии [3]. Более 200 лет данные

конструктивные элементы, расположенные на глубине около 3 м и ниже грунтовых вод, выполняли свою функцию.

В случае же понижения уровня грунтовых вод ниже отметки заложения лежней либо повышения температуры воды вследствие утечек из теплосети, древесина лежней подвергается гниению. Процесс гниения лежней в этом случае может протекать настолько интенсивно, что уже через 3...5 лет дерево может превратиться практически в труху, что неизбежно является причиной развития дополнительных неравномерных осадок уплотнения.

В качестве примера на рис. 1.7 и 1.8 по результатам откопки шурфов представлены поперечные сечения по фундаментам обследуемого здания по ул. Гражданской в Санкт-Петербурге.

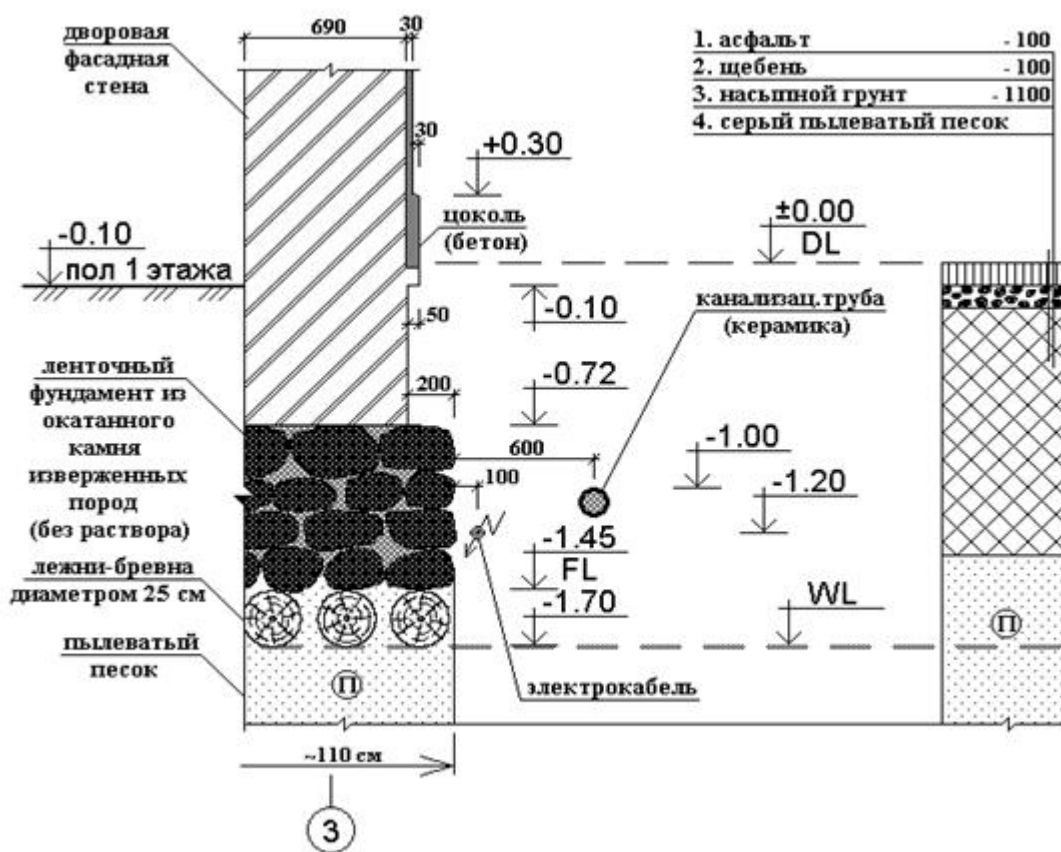


Рис.1.7. Поперечный разрез по фундаменту (по результатам откопки шурфа) с характерной схемой состояния бутового камня и деревянных лежней.

Как видно из рис. 1.7, бутовый ленточный фундамент под наружную стену здания имеет высоту всего 70...80 см под подошвой которого расположены деревянные лежни-бревна диаметром 25 см. В последние годы эксплуатации здания уровень грунтовых вод (WL) опустился до отметки низа лежней, что создало условия гниения древесины.



Конечный результат процесса гниения деревянных лежней отчетливо просматривается на рис. 1.8, где первоначально уложенных бревен уже фактически нет, а наблюдаются лишь остатки гумуса. Данное состояние было отмечено под фундаментами средней стены обследуемого здания, которые имеют значительно меньшую высоту (50 см) и глубину заложения по сравнению с фундаментами наружных стен.

Представленное состояние конструкций фундаментов для существующего здания, построенного более 150 лет назад, было определено по результатам предварительных обследовательских работ. Обследование же конструкций данного здания было вызвано появлением и развитием трещин в отделке и несущих конструкциях стен.

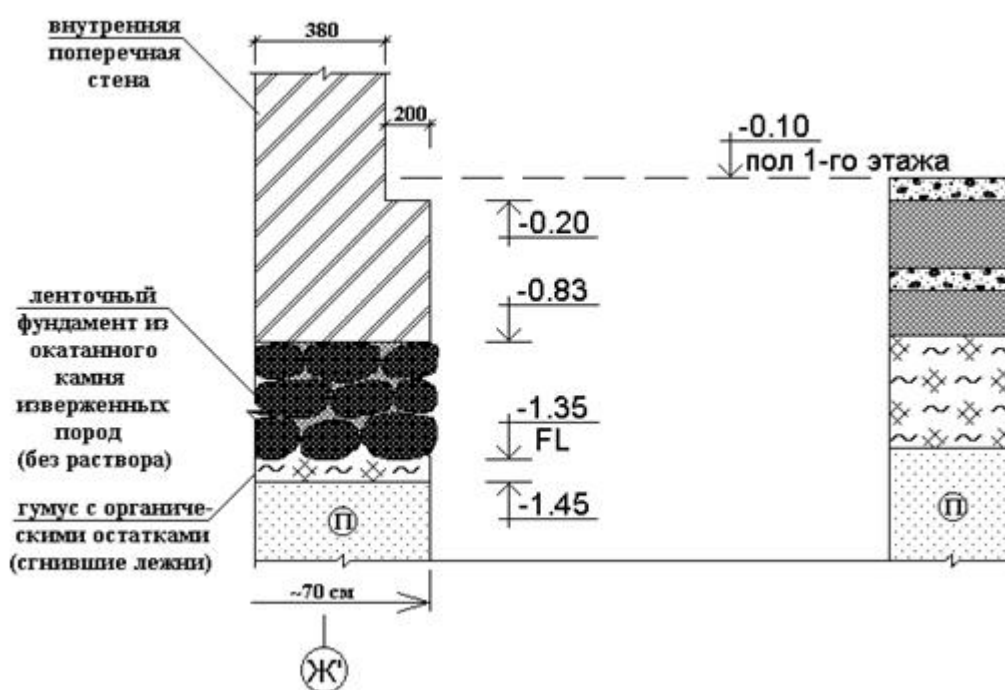


Рис.1.8. Поперечный разрез по фундаменту (по результатам откопки шурфа) с характерной схемой состояния бутового камня и сгнившими деревянными лежнями.

Нетрудно представить, что причиной развития трещин в конструкциях обследуемого здания явились неравномерные осадки, вызванные в первую очередь гниением деревянных лежней в напряженной зоне оснований – контактном слое.

Следует отметить, что история эксплуатации исторических гражданских зданий (возрастом 100...150 и более лет) не однозначна. Так, в исторической части Санкт-Петербурга часто встречаются здания, которые ещё в конце 19 – начале 20 веков были надстроены одним или двумя этажами. Проводимы в то время реконструкции - надстройки, как правило, не

затрагивали существующие фундаменты и их основания. В результате фундаменты и основания получали дополнительное нагружение и, как следствие, дополнительные неравномерные осадки, вызывающие появление трещин в кирпичных несущих стенах. Перегруженное основание таких зданий в настоящее время находится в состоянии предельного равновесия, вызывая перераспределение усилий в надземных конструкциях, т.е. включает в работу каркас сооружения. В результате усилия, возникающие в несущих конструкциях каркаса сооружения, во многих случаях оказываются выше предельно допустимых величин, что вызывает появление и постепенное раскрытие трещин.

Наличие трещин, особенно в несущих кирпичных стенах исторических сооружений, можно обнаружить не только инструментально, но и наблюдать визуально. Такие здания, с визуально наблюдаемыми трещинами в стенах, встречаются довольно часто и они, безусловно, нуждаются в проведении ремонтно-восстановительных работ. В этом случае следует подчеркнуть, что восстанавливать фасады, лепнину таких зданий, следует после достижения стабилизации (выравнивания) осадок фундаментов, т.е. бороться нужно в первую очередь с причинами данного явления, а не с последствиями. Если будут устранены недопустимые осадки фундаментов таких зданий, то проведение работ по восстановлению фасадов будет вполне оправдано, т.к. позволит сохранить данные здания без появления видимых трещин на длительный период эксплуатации.

Следует подчеркнуть, что проводить в современных условиях реконструкцию зданий, имеющих перегруженное основание (возведение этажа или мансарды), без выполнения работ по усилению данного основания, не представляется возможным.

Таким образом, решения, связанные с дополнительным нагружением существующих бутовых фундаментов, имеющих фактически значительный износ (многолетний период эксплуатации), должны быть тщательно обоснованы с учётом рассмотрения нескольких последовательных положений:

1. Определение степени прочности и сплошности тела бутовой кладки фундамента.
2. Наличие и состояние деревянных лежней под подошвой фундамента.
3. Определения физико-механических характеристик грунтов основания, расположенных непосредственно под подошвой.
4. Оценки несущей способности оснований (выполнение расчётов по I и II предельным состояниям).

## Углубление подвалов

В Санкт-Петербурге фундаменты реконструируемых зданий с подвалами представляют собой чаще всего ленточные бутовые конструкции из известкового или гранитного камня с глубиной заложения подошвы 2...3 м и с передачей давления на дельтовые пески. Гидроизоляция подвальных помещений, с учётом длительного периода эксплуатации зданий, в большинстве случаев находится в неудовлетворительном состоянии. При условии высокого уровня грунтовых вод (выше пола подвала) данные подвальные помещения чаще всего находятся в затопленном состоянии, что не позволяет их эксплуатировать (рис.1.9).

Выполнение работ по реконструкции таких подвалов, с учётом восстановления гидроизоляции и увеличения высоты подвальных помещений, требует проведение целого ряда комплексных специальных работ, зависящих от следующих факторов:

- технического состояния здания,
- технического состояния фундаментов,
- условий работы грунтового основания,
- технического состояния конструкции гидроизоляции,
- гидрогеологических грунтовых условий,
- степени (величины) заглубления пола подвала.

Как отмечалось ранее, любое углубление подвалов приводит к изменению расчетной схемы работы системы «фундамент-основание» и если обязательный в этом случае, расчет по устойчивости (первое предельное состояние) удовлетворяется, то определяющим становится расчет по деформациям (см. главу 2).

Проверка условий выше названных условий должна выполняться для различных конструктивных схем изменения глубины подвала.

При выполнении подобных работ заказчика, как правило, интересуют различные варианты возможного заглубления подвала, которые напрямую связаны со стоимостью. Такие предварительные данные были выполнены и представлены в виде графической зависимости величины заглубления пола подвала – от стоимости (\$) выполнения работ (1 м<sup>2</sup>) и рекомендуемого технологического процесса выполнения данных работ.

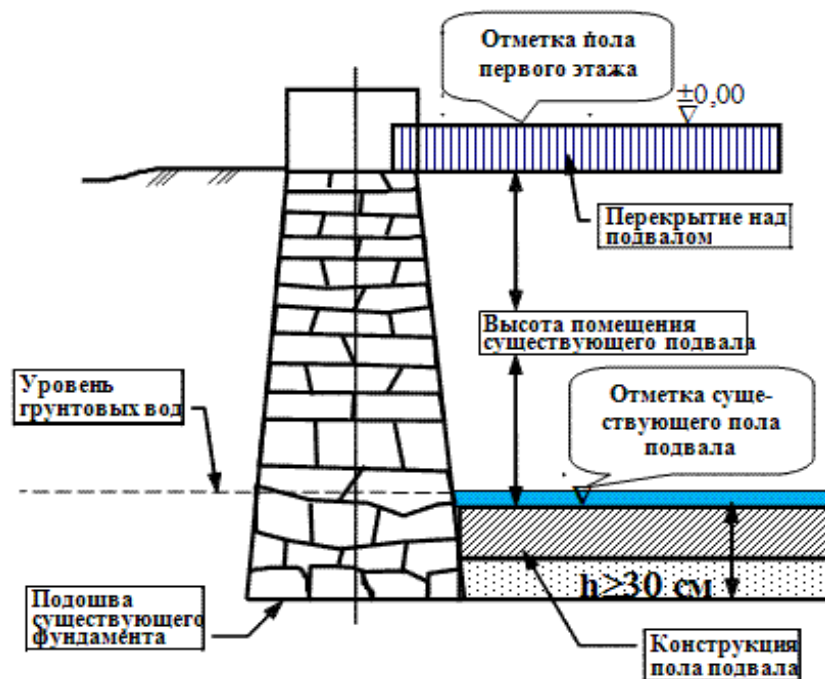


Рис.1.9. Типичный конструктивный разрез фундамента с подвальным помещением и разрушенной гидроизоляцией при высоком уровне грунтовых вод (У.Г.В.)

Основным условием, позволяющим выполнять работы по увеличению высоты подвального помещения или понижению отметки существующего пола подвала, является расчётное обоснование возможности выполнения таких работ (глава 2). Достоверность и надёжность выполняемых расчётов по деформациям и устойчивости (проверка несущей способности) в этом случае будет в большей степени зависеть от используемых расчётных прочностных и деформационных характеристик основания.

Наиболее объективные данные по определению модуля общей деформации основания могут быть получены по результатам штамповых испытаний, проводимых непосредственно в подвале реконструируемого здания (рис. 1.10).



Рис.1.10. Фотография проведения штамповых испытаний в подвале здания.  
 1– штамп (ж/б фундамент) размерам 0,8м x 0,6м; 2 – домкрат; 3 – прогибомеры; 4 –  
 металлическая труба-стойка диаметром 150 мм; 5 – реперная система.

Как видно по рис. 1.10, штамп в виде железобетонной подушки размером в плане 0,8 м на 0,6 м, с помощью домкрата, упирающегося через металлическую трубу-стойку в железобетонное перекрытие над подвалом, ступенчато вдавливается в основание. По результатам испытаний строится графическая зависимость (рис. 1.11) осадки штампа ( $S$ ) от передаваемого усилия ( $P$ ), и по этому графику вычисляется модуль общей деформации ( $E_0$ ) – характеристика, позволяющая расчётными методами прогнозировать развитие осадки данного сооружения при проводимой реконструкции (дополнительном нагружении основания).

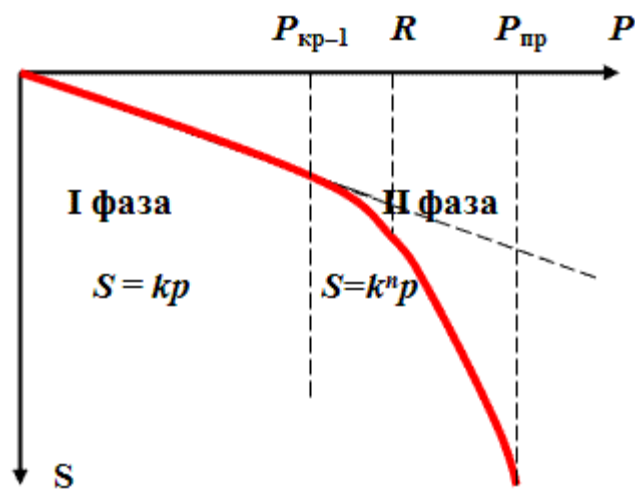


Рис.1.11. Экспериментальная зависимость осадки штампа ( $S$ ) от передаваемого усилия ( $P$ ) на основание. Определение модуля общей деформации ( $E_0$ ) грунтового основания вычисляется по результатам

испытаний на первых 5...6 ступенях нагрузки (I фаза линейной зависимости  $S=k(P)$ ). Величины  $P_{кр-1}$  и  $R$  определены по рекомендациям СНиП 2.02.01-83\*.

Принципиально, данная задача вдавливания штампа в грунтовое основание решена в теории упругости (формула Шлейхера–Буссинеску).

$$s = \frac{\omega \times P \times b \times (1 - \mu^2)}{E_0} \quad (1.1)$$

где:

- $\omega$  – коэффициент, зависящий от жесткости штампа;
- $b$  – ширина штампа;
- $\mu$  – коэффициент бокового расширения грунта (коэффициент Пуассона);
- $E_0$  – модуль общей деформации.

По результатам проводимых испытаний, зная измеренные величины осадки штампа ( $S$ ) от передаваемого усилия ( $P$ ) и используя зависимость 1.1, представляется возможность определить модуль общей деформации грунта:

$$E_0 = \frac{\omega \times P \times b \times (1 - \mu^2)}{s} \quad (1.2)$$

**Достоинство** данного метода испытаний:

- испытание грунта ненарушенной структуры.

**Недостатки:**

- трудоемкость;
- продолжительность испытаний;
- представленные штамповые испытания в настоящих условиях требуют значительных затрат и поэтому проводятся достаточно редко.

## Лекция 2. Особенности работы оснований эксплуатируемых зданий

Работу основания под действием длительных нагрузок от сооружений было бы неправильно характеризовать одним лишь процессом уплотнения грунта, внешне проявляющимся в виде осадки сооружения. Наряду с уплотнением грунта в основании происходят и более сложные явления, приводящие к изменению прочностных свойств грунта. Установлено, что все процессы в основании как качественно, так и количественно зависят от времени действия нагрузки, ее интенсивности и ряда других факторов.

Исследование природы деформаций глинистых грунтов показало, что их прочность определяется прочностью и числом связей между слагающими грунты частицами в единице объема. Эти связи между частицами рассматриваются как сцепление, разделяющееся на две части. Ту часть сцепления, которая отображает способность частиц глинистого грунта вступать во взаимодействие между собой вследствие проявления молекулярных сил и интенсивность которой зависит от характера частиц и расстояния между ними, называют первичным сцеплением. Вторая часть сцепления показывает суммарное влияние на прочность грунта многообразных процессов изменения физического состояния, минералогического и химического состава грунта, протекающих в стадии диагенеза, и названа сцеплением упрочнения. Первичное сцепление при перемещении частиц сохраняется, постоянно уменьшаясь при удалении частиц друг от друга (пучение, набухание грунта) и возрастая при их сближении. Сцепление упрочнения в процессе движения частиц проявляться не может, наоборот, движение частиц может начаться лишь после устранения влияния сцепления упрочнения. Таким образом, несущая способность грунтов основания при длительном обжатии их нагрузкой повышается, вероятно, вследствие увеличения лишь первичного сцепления. Однако сцепление между глинистыми частицами осуществляется в результате взаимодействия между ними при непосредственном контакте в точках со слабыми или нулевыми гидратациями, но и под влиянием сил взаимодействия между поверхностью частиц: катионами диффузных слоев и анионами почвенного раствора. Не исключено также участие в возникновении сцепления ориентированных диполей воды, водородные концы которых могут создавать так называемые водородные связи. Участие диполей воды в образовании сил сцепления можно объяснить особенностями влияния связанной воды на сцепление в грунте, а также анализом тиксотропных явлений. Сцепление упрочнений подразделяется на тиксотропное и цементационное. Первое из них является обратимым, второе - необратимым.

Обычно полагают, что упрочнение грунта вследствие увеличения сцепления в основании сооружения происходит одновременно с его уплотнением, а не после многих лет работы сооружения. При этом считается, что несущая способность глинистых грунтов может, достигнуть больших значений, если темпы повышения внешнего давления будут соответствовать темпам упрочнения грунтов. Однако анализ результатов кратковременного обжатия грунтов штампами с интенсивностью давлений 0.3-1 МПа, а также исследование состояния грунтов в основании длительно эксплуатирующихся зданий показывает, что плотность грунтов возрастает в среднем на 10-25%. При этом увеличиваются также влажность и степень заполнения его пор водой, но незначительно. Все это свидетельствует о том, что очень большого увеличения несущей способности грунтов основания после длительного обжатия их нагрузкой ожидать не следует. Вместе с тем многочисленные эксперименты по выявлению изменения прочностных свойств грунтов при уплотнении показывают, что прочность грунта значительно увеличивается. При этом установлено, что угол внутреннего трения фпросадочного макропористого грунта при уплотнении практически не изменяется и уменьшается лишь при повышении его влажности. В то же время удельное сцепление возрастает в 2 - 3 раза. При замачивании просадочных грунтов, сопровождающемся нарушением их структурных связей, угол внутреннего трения уменьшается в 1.5 раза, а удельное сцепление в 10 раз и более. После прекращения просадки угол внутреннего трения постепенно восстанавливается, удельное сцепление также увеличивается, но гораздо медленнее. Грунты с примесью растительных остатков и заторфованные, характеризующиеся в естественном состоянии большой пористостью к влагоудержанию за счет гидрофильности органических веществ, при длительном уплотнении под нагрузкой приобретают большее сцепление, чем обычные грунты. При этом угол внутреннего трения в процессе уплотнения остается постоянным. Эти качества рассматриваемых грунтов объясняются отжатием рыхло связанной и свободной воды из пор грунта и водных оболочек вокруг органических и минеральных частиц грунта, уменьшением его пористости и увеличением площади контактов между частицами. Сцепление может считаться величиной постоянной только в кристаллически связываемых грунтах. В грунтах, где сцепление является результатом развития молекулярного взаимодействия, оно зависит от степени взаимного сближения частиц скелета друг с другом и определяется в основном уплотнением скелета под действием сжимающих сил. Очевидно, что в таких грунтах неизменность сцепления может быть сохранена только до тех пор, пока они подвергаются нагрузкам, не превышающим наибольшей из предшествующих нагрузок. При передаче на грунт дополнительных нагрузок будет происходить новое



сближение грунтовых частиц с соответствующим возрастанием сцепления. Возрастание сцепления под действием увеличивающихся сжимающих сил можно проследить по рис. 29, где показано изменение сопротивления сдвигу при повторном дополнительном приложении нагрузок. Если сопротивление сдвигу  $\tau$  испытывать при отсутствии внешней нагрузки ( $\sigma = 0$ ), то его можно считать равным сцеплению  $c_0$ . После приложения различных сжимающих нагрузок  $\sigma', \sigma'', \sigma'''$  превышающих первоначальное, получают другие его значения  $c_1, c_2, c_3$ .

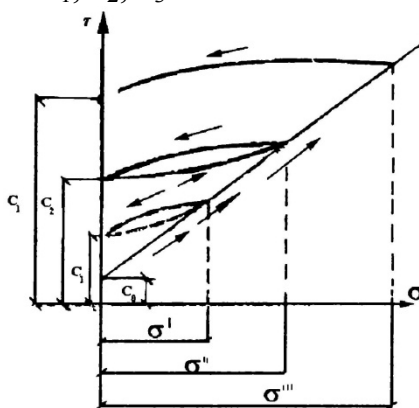


Рис. 2. Возрастание сцепления при повторном сжатии грунта

При упрочнении грунтов загруженных оснований было бы неправильно полностью исключать возникновение или повышение сцепления. Наиболее вероятно возникновение сцепления упрочнения при строительстве на слабых грунтах (илах, заторфованных грунтах, малоуплотненных глинах и т.п.). Исследованиями изменения инженерно-геологических свойств намытых песков возрастом до 25 лет установлено, что еще до полного завершения уплотнения намытых песков от действия собственного веса, на их свойства начинают оказывать влияние процессы упрочнения, роль которых со временем все более увеличивается. Возникновение и рост структурных связей объясняются физико-химическими процессами взаимодействия между частицами. Исследования показали, что упрочнение песков возможно вследствие слипания кремнегелевых пленок, а также участия в процессе упрочнения железистых, глинистых и других соединений.

Для сооружений, воздвигнутых на грунтах некоторых видов, например на скрытопластичных глинистых грунтах, необходимо в процессе их эксплуатации учитывать влияние на несущую способность оснований реологических свойств грунтов, в частности их ползучести. Так, даже в случаях, когда нагрузка на грунт по подошве сооружения  $p < R$ , максимальное касательное напряжение  $\tau_{max}$  в некоторых краевых зонах основания превышает порог ползучести.  $\tau_{max} < p \cdot \operatorname{tg} \phi + c$ . В этих случаях возникает деформация ползучести. Тем не менее, реологические процессы в грунтах наиболее распространенных видов и состояний при воздействии на них

вертикальной нагрузки от сооружения несущественно влияют на несущую способность оснований и без большого ущерба могут не приниматься в расчет. Обычно при изучении длительной прочности глинистых грунтов часто смешиваются два понятия, снижение прочности как процесса реологии и упрочнение в процессе деформирования. Оба эти явления имеют место и не исключают друг друга. В практике проектирования новых сооружений грунты оснований рассматриваются в статическом состоянии и выявленные при изысканиях свойства грунтов считаются неизменными. Однако известно, что после возведения зданий или сооружений состояние грунтов значительно изменяется. Устройство фундаментов и прокладка коммуникаций нарушают гидрогеологические условия площадки застройки, обжатие грунтов оснований нагрузкой от сооружения изменяет их физико-механические свойства. Таким образом, в основании сооружений происходят изменения: естественного напряженного состояния грунта под влиянием дополнительных (к природному) нагрузок от сооружения; природного сложения грунтов; естественного теплового режима и условий аэрации (из-за затемнения построек, наличия покрытий и т.д.); гидрогеологического режима участка (прокладка коммуникаций, неизбежные потери воды из водопроводных сетей). В отличие от естественных сезонных эти изменения в грунтах оснований следует отнести к техногенным, т.е. связанным с деятельностью человека. Прогнозирование и учет изменений физико-механических свойств грунтов оснований в период эксплуатации здания или сооружения должны осуществляться на стадии проектирования нового строительства или реконструкция.

### **Лекция 3. Инженерно-геологические изыскания, обследование фундаментов и геомониторинг реконструируемых зданий**

#### **Особенности инженерно-геологических изысканий**

Как уже отмечалось ранее, реконструкция зданий чаще всего связана с дополнительным нагружением грунтов основания, расположенных под подошвой существующих фундаментов, или с изменением расчётной схемы их работы. В этом случае перед обследователями и проектировщиками неизбежно встают следующие вопросы:

Какими физико-механическими свойствами обладают грунты основания?

Какими расчётными характеристиками обладают грунты основания?

Сможет ли грунт основания, приняв дополнительную нагрузку, работать в линейной стадии деформирования?

Какие величины дополнительных (неравномерных) осадок получат фундаменты и надземные конструкции здания?

Обеспечена ли устойчивость существующих фундаментов?

Для ответа на первый вопрос необходимо определение свойств грунтов, расположенных непосредственно под подошвой фундаментов. С этой целью обычно откапываются исследовательские шурфы рядом с отдельными фундаментами, и по ним судят не только о состоянии конструкции фундаментов, но из которых отбирают образцы грунта для проведения лабораторных испытаний по уточнению физико-механических свойств грунтов.

#### **Глинистые грунты основания**

Представленный выше порядок выполнения работ сохраняется в том случае, если грунты основания являются глинистыми, которые не вызывают особых трудностей при отборе исследовательских образцов из-под подошвы фундаментов.

Для ответа на второй поставленный вопрос, т.е. определения расчетного сопротивления грунта, предельного давления на грунт основания необходимо, прежде всего, знать его прочностные характеристики: угол внутреннего трения и величину сцепления. Данные величины обычно определяются изыскательской организацией на основе стандартных сдвиговых испытаний в условиях плоской задачи. Для этого из шурфов (пробуренных скважин) отбирают керны (монолиты грунта), из них в лабораторных условиях вырезают кольца, ориентированные обычно параллельно горизонтальной поверхности и проводят сдвиговые испытания.

Следует отметить, что подобные испытания лишь в малой степени отражают реальную работу несущего слоя основания под подошвой существующего фундамента.

Хорошо известно (Федоров И.В., Малышев М.В., Мурзенко Ю.Н. и др.), что при достижении под подошвой фундамента давления  $P_1 > P_{н.кр.}$  (при реконструкции такие условия возникают достаточно часто) в основании развиваются зоны (области) пластических деформаций, где

$$P_{н.кр.} = \frac{\pi(\gamma d + c \times ctg\varphi)}{ctg\varphi + \varphi - \pi/2} + \gamma d, \quad (2.1)$$

$P_{н.кр.}$  - начальная критическая нагрузка (по Н. П. Пузыревскому);  $\gamma$  - удельный вес грунта;  $d$  - глубина расположения слоя грунта, к которому прикладывается нагрузка;  $c$  - сцепление грунта;  $\varphi$  - угол внутреннего трения грунта.

Развитие областей пластических деформаций осуществляется от угловых точек подошвы фундамента и ориентировано вдоль осей (а), расположенных под углом  $\theta = -\varphi$  к вертикали (рис. 2.1).

Вследствие этого в основании можно выделить 3 области: 1 - упругая область  $\beta_1 \leq \theta \leq \pi/2$ ; 2 - пластическая область  $\beta_3 \leq \theta \leq \beta_1$ ; 3 - упругая область -  $\pi/2 \leq \theta \leq \beta_3$ . Где  $\beta_1$  и  $\beta_3$  - углы раскрытия пластической области. При возрастании давления на основание пластическая область будет увеличиваться, раскрываясь вправо и влево от первоначального направления зарождения. Предельное развитие зон будет характеризоваться предельными значениями углов  $\beta_1^{пр}$  и  $\beta_3^{пр}$ , определяемыми из выражения:

$$\beta_1^{пр} = \pi/4 - \varphi/2 ;$$

$$\beta_3^{пр} = -\pi/4 - \varphi/2 .$$

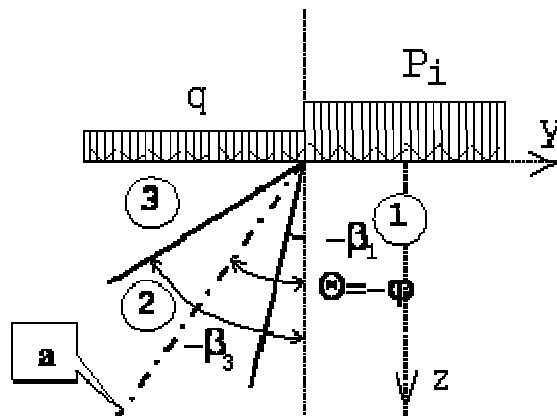


Рис. 2.1. Схема зарождения и развития пластической области в основании жесткого фундамента при плоской задаче: 1 и 3 – упругие области; 2 - пластическая область.

Как видно на рис. 2.1, формирование 2 пластической области (пределных касательных напряжений)  $\beta_3 \leq \theta \leq \beta_1$  происходит вдоль осей (а), в которых строго соблюдается условие предельного равновесия по теории Мора-Кулона и возникают полосы (Копейкин В.С.) локализованного сдвига (рис. 2.2а).

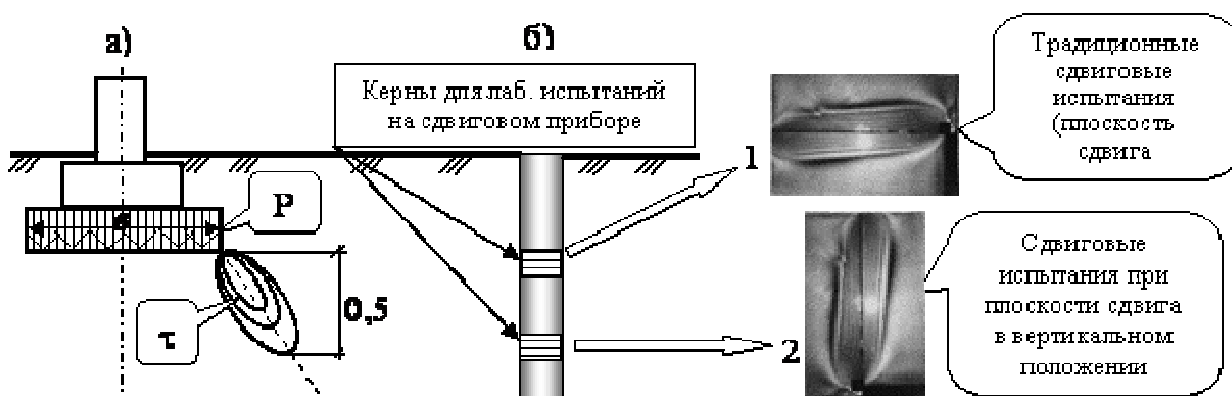


Рис. 2.2. а). Формирование 2 пластической области (пределных касательных напряжений) и развитие полос локализованного сдвига в основании под подошвой жесткого фундамента; б) схема отбора кернов при проведении изысканий; в) фотографии развития полос областей пластических деформаций в сдвиговом приборе.

Отбор образцов грунта (кернов) из шурфов (скважин) (рис. 2.2б) для проведения стандартных сдвиговых испытаний, позволяет, как правило, получать прочностные характеристики при ориентации плоскости сдвига в горизонтальном направлении (фото 1 на рис. 2.2в).

Как представляется, стандартные испытания грунтов в плоском сдвиге (сдвиговая плоскость горизонтальна), при решении задачи по расчету жесткого фундамента на естественном основании, характеризуют работу основания лишь в верхней части пластической области (рис. 2.2а). Если проводить подобные испытания, вырезая образец грунта из керна в горизонтальном направлении (сдвиговая плоскость в этом случае будет вертикальна), то такие испытания (фото 2 на рис. 2.2в) будут характеризовать работу основания лишь в нижней части пластической области (рис. 2.2а). В том и другом случае полученные результаты, зависящие от анизотропических свойств (для глинистых грунтов), будут иметь различные значения [5] и отражать не более 15...20% объема локализованного сдвига, имеющего место в нагруженном основании под подошвой жесткого фундамента.

Фактически в основном полосы локализованного сдвига формируются вдоль осей (а), расположенных под углом  $\theta = -\varphi$  к вертикали (рис. 2.1, 2.2а). Следовательно, испытания на плоский сдвиг в стандартных сдвиговых

приборах должны, в данном случае, проводиться для образцов грунта вырезанных из керна под углом  $\varphi$  к вертикали. Поскольку получить при стандартных испытаниях таких образцов практически не удастся, то рекомендуется в первом приближении вычислять средние значения механических характеристик между результатами горизонтального и вертикального сдвига.

Более предпочтительней в данном случае, безусловно, будут стабилметрические испытания, позволяющие проводить испытания в условиях объемного напряженного состояния, с формированием задаваемых направлений поверхностей сдвига близких к реальным.

Таким образом, программа лабораторных испытаний для получения прочностных свойств грунтов, должна отражать фактическую работу нагруженного основания в конкретной решаемой геотехнической задаче и задаваться проектировщиками в техническом задании на инженерно-геологические изыскания.

## **Песчаные грунты основания**

В том случае, когда под подошвой существующих фундаментов реконструируемых зданий залегают водонасыщенные песчаные, пылеватые и другие структурно неустойчивые грунты, для определения свойств данных оснований, используют метод динамического зондирования легким забивным зондом. Такая методика испытаний была разработана в Ленинградском инженерно-строительном институте (ЛИСИ) ещё в 1989 г. [7].

Опытное динамическое зондирование грунтов легким забивным зондом (ЛЗЗ) выполняется в целях определения фактического состояния грунтов в основании фундаментов здания на момент проводимого обследования, в соответствии с требованиями СНиП 11-02-96 и ТСН 50-302-2004 [8].

Следует отметить, что при незначительных затратах времени и средств, данный метод позволяет обнаруживать природные включения, неоднородности основания, зону уплотнения под подошвой фундамента, а также дать оценку показателей физико-механических свойств грунтов и их пространственную изменчивость.

Методические рекомендации по использованию ЛЗЗ [7] содержат указания по обработке, анализу и интерпретации результатов обработки, а также их использованию в расчётах оснований при реконструкции зданий.

Установка ЛЗЗ позволяет выполнять зондирование на глубину до 6 м. Она легко переносится двумя рабочими, поскольку её вес в сборе составляет 30 кг. Малые габариты и лёгкость установки ЛЗЗ позволяют выполнять зондирование в стеснённых условиях реконструируемых объектов, в подвалах, в технических подпольях, непосредственно рядом с существующими фундаментами или сквозь отверстия, пробитые в них. Такая методика испытаний обеспечивает исследование свойств грунтов непосредственно в массиве и обладает большей достоверностью по сравнению с отбором проб (нарушенной структуры) и проведением испытаний в лаборатории.

По результатам проведённых испытаний определяется сопротивление динамическому зондированию  $q_d$ .

$$q_d = AK_{\phi} \frac{n}{h} \quad [\text{МПа}],$$

где,  $n/h$  – число ударов молота, необходимое для погружения зонда на 10 см;  $n$  – число ударов за залог;  $h$  – осадка зонда от залога;  $AK_{\phi}$  – коэффициент, зависящий от трения грунта по основной поверхности зонда, определяемый с учётом поправок на возрастание веса зонда вследствие наращивания штанг по таблице 2.1.

Таблица 2.1

Значения коэффициентов  $AK_{\phi}$  [МПа]

Вид грунта	Интервалы глубины зондирования [м]					
	0 - 1	1 – 2	2 – 3	3 – 4	4 – 5	5 - 6
Песчаные	3,40	3,25	3,00	2,75	2,40	2,15
Глинистые	2,75	2,70	2,62	2,50	2,25	1,90

Обработка результатов зондирования выполняется на компьютере по специальной программе на основании формулы 2.3; обработки полевых данных динамического зондирования (ГОСТ 19912-2001) и по «Методическим указаниям по динамическому зондированию легким забивным зондом» [7], с учетом тарирования ЛЗЗ в типичных для Санкт-Петербурга грунтах, служащих естественным основанием исторической застройки.

Пример тарировочных зависимостей (номограмм) по определению прочностных и деформационных свойств песчаных грунтов при испытании

лёгким забивным зондом на объектах Санкт-Петербурга представлен в приложении 2.

По результатам программной обработки материалов зондирования составляются графики (таблицы) уточненных физико-механические характеристики песчаных грунтов основания для реконструируемого здания.

Следует подчеркнуть, что интерпретация измеренных данных по результатам динамического зондирования, разными пользователями может быть представлена в различном виде.

Так, в таблице 2.2 представлен журнал результатов динамического зондирования при производстве исследовательских работ на одном из объектов реконструкции.

Таблица 2.2

Журнал  
динамического зондирования грунтов основания

Пункт зондирования: № 5  
(Название объекта; Шурф № - 5)

Глубина h(м)	Количество ударов на залог 10см	Коэффициент АК <sub>ф</sub> (мПа)	Сопротивление динам.зондир. q <sub>d</sub> (мПа)
1	2	3	4
0.2	5	3.53	1.8
0.3	11	3.48	3.8
0.4	14	3.44	4.8
0.5	10	3.39	3.4
0.6	12	3.35	4.0
0.7	16	3.30	5.3
0.8	17	3.26	5.5
0.9	19	3.21	6.1
1.0	22	3.17	7.0
1.1	24	3.12	7.5
1.2	24	3.08	7.4
1.3	24	3.03	7.3
1.4	27	2.99	8.1
1.5	29	2.94	8.5
1.6	33	2.90	9.6
1.7	35	2.85	10.0
1.8	37	2.81	10.4
1.9	33	2.76	9.1
2.0	30	2.72	8.2
2.1	37	2.67	9.9
2.2	38	2.63	10.0



Величины  $q_d$  определяются расчётом и записываются в столбец № 4 таблицы 2.2. По данным значениям, с использованием тарифовочных зависимостей (номограмм) (см. приложение 2), определяются физико-механические свойства грунтов основания (см. таблицу 2.3).

Таблица 2.3

Таблица физико-химических свойств грунтов

Пункт зондирования: № 5

Глубина (м)	Состояние	Сопр. дин. зондиров. $q_d$ (МПа)	Коэффиц. порист.	Модуль деформации (МПа)	Угол вн. трения (град)	Сцепление (кПа)
ПЕСКИ ПЫЛЕВАТЫЕ ВОДОНАСЫЩЕННЫЕ						
0.2 0.6	СРЕДНЕЙ ПЛОТН.	3.57	от 0.73 до 0.71	от 12.00 до 14.00	28	от 2.5 до 2.7
ПЕСКИ ПЫЛЕВАТЫЕ ВОДОНАСЫЩЕННЫЕ						
0.7 0.9	СРЕДНЕЙ ПЛОТН.	5.65	от 0.67 до 0.65	от 18.00 до 20.00	29	от 3.0 до 3.3
ПЕСКИ ПЫЛЕВАТЫЕ ВОДОНАСЫЩЕННЫЕ						
1.0 1.3	СРЕДНЕЙ ПЛОТН.	7.29	от 0.63 до 0.61	от 22.00 до 23.00	30	от 3.5 до 3.8
ПЕСКИ ПЫЛЕВАТЫЕ ВОДОНАСЫЩЕННЫЕ						
1.4 2.0	ПЛОТНЫЙ	9.12	от 0.60 до 0.58	от 24.00 до 26.00	31	от 3.9 до 4.2
ПЕСКИ ПЫЛЕВАТЫЕ ВОДОНАСЫЩЕННЫЕ						
2.1 2.2	ПЛОТНЫЙ	9.95	от 0.59 до 0.57	от 26.00 до 27.00	31	от 4.2 до 4.6

#### Примечания

1. Начало зондирования - на глубине 2,2 м от уровня дневной поверхности; 0,1 м зонда в грунте на начало зондирования.
2. Окончание зондирования - на глубине 4,3 м от уровня дневной поверхности; 2,2 м зонда в грунте по окончании зондирования.
3. В основании – грунт *второго* грунтового слоя таблицы.

Найденные значения коэффициента пористости ( $e$ ), модуля общей деформации ( $E_0$ ), угла внутреннего трения ( $\varphi$ ), сцепления ( $c$ ), позволяют не только охарактеризовать свойства грунтов основания в месте их залегания, но и представить изменение этих свойств основания по глубине. В этом

случае строится график зависимости  $q_d=(h)$ , позволяющий наглядно представить изменения свойств грунта по плотности сложения (рис. 2.3.).

Как видно из представленного графика (рис. 2.3.), выше подошвы обследуемого фундамента пылеватый песок залегает в рыхлом и средней плотности состояниях. Ниже подошвы фундамента слой песка около 1 м также находится в состоянии средней плотности, а затем – песок переходит в плотное состояние.

Представленная интерпретация результатов зондирования ЛЗЗ (таблица 2.3.и укрупнённый график на рис. 2.3) даёт наглядное представление о состоянии и изменении свойств грунта по глубине основания.

В случае необходимости получения более подробной информации по изменению свойств основания по глубине, величины сопротивления динамическому зондированию, могут быть представлены графиком на рис. 2.4.

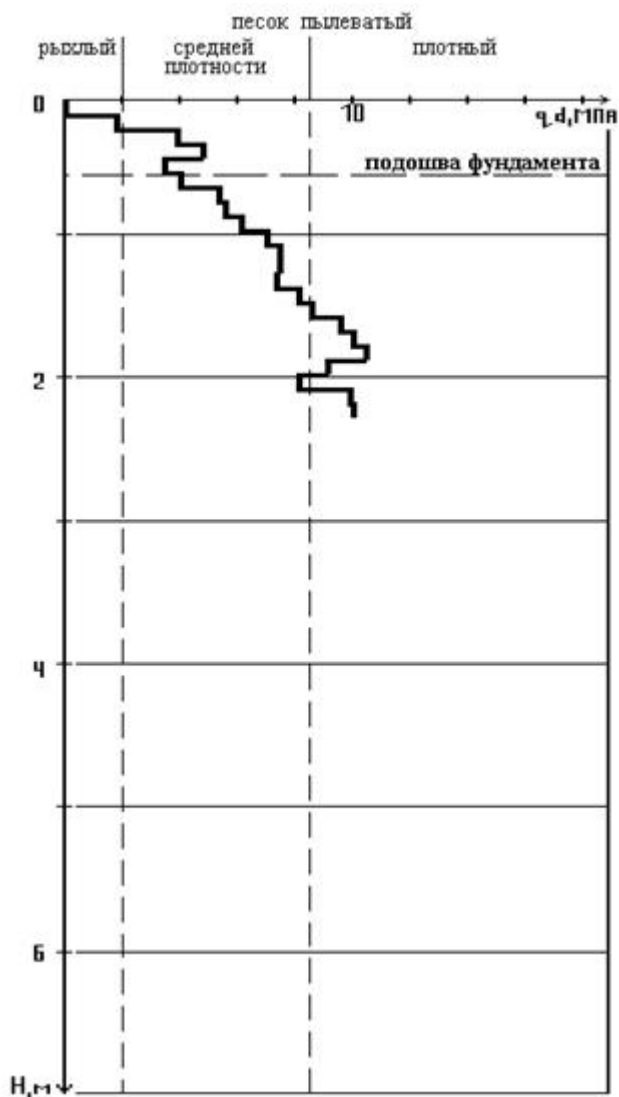


Рис. 2.3. Пример графика динамического зондирования № 5. (Нулевая отметка – на глубине 2,1 м от DL)

## Динамическое зондирование

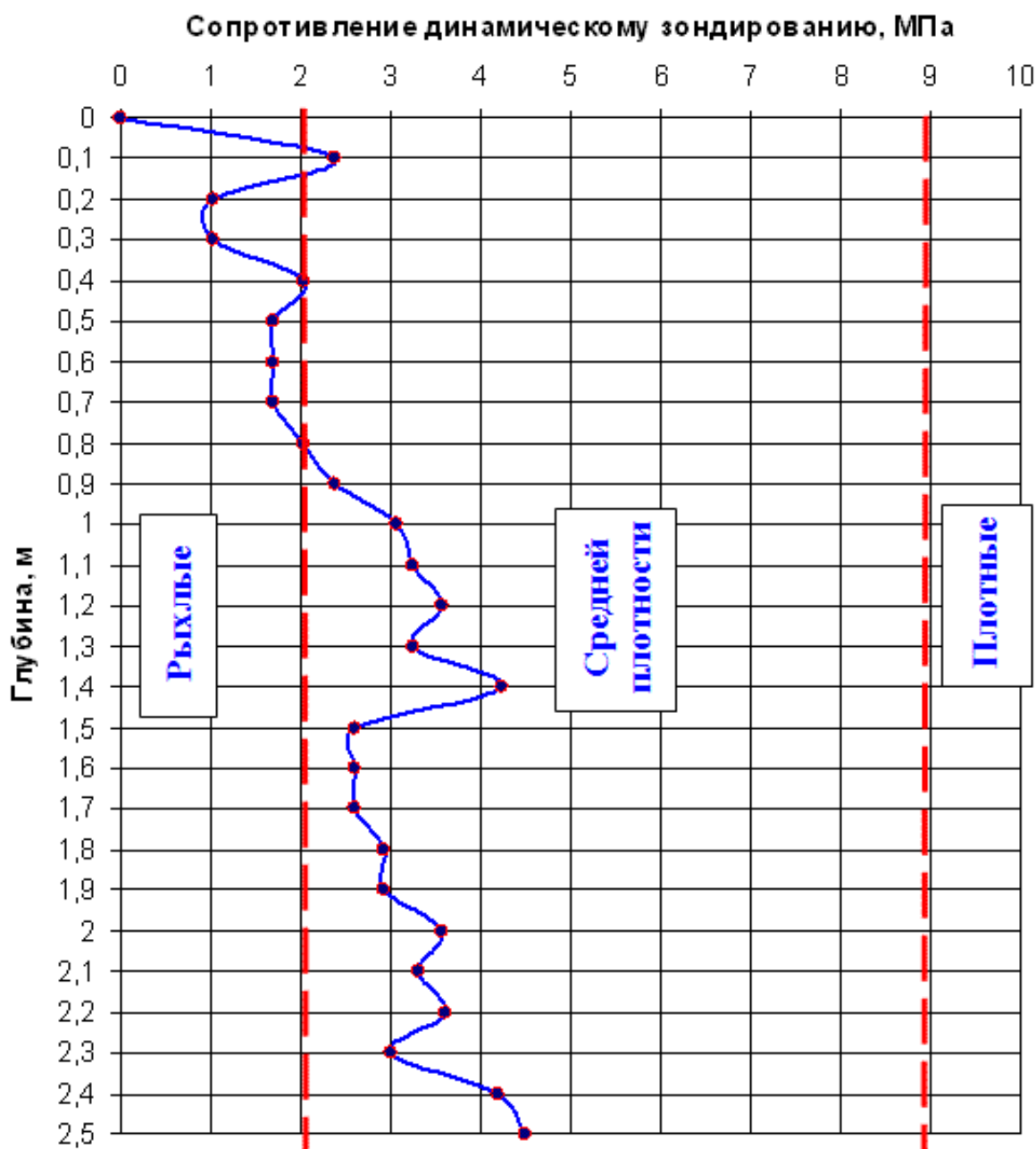


Рис. 2.4. Пример представления обработки результатов динамического зондирования с 10 см шагом по глубине основания.

Другой способ обработки результатов динамического зондирования представлен в таблице 2.4. и на рис. 2.5. В этом случае в таблицу включены как результаты испытаний ЛЗЗ, так и вычисленные значения коэффициента пористости ( $e$ ), модуля общей деформации ( $E_0$ ), угла внутреннего трения ( $\varphi$ ), сцепления ( $c$ ) для исследуемых грунтов основания. Определено также состояние грунта по плотности сложения. Графическое изображение

изменения тех же характеристик грунта по глубине исследуемого основания, представлено на рис. 2.5.

Таблица 2.4.

ТАБЛИЦА ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ГРУНТОВ  
ПУНКТ ЗОНДИРОВАНИЯ: № 5.

Глубина погружения зонда за за-лог, м.	Кол-во ударов в за-лог.	Условное динамическое сопротивление грунта, $q_d$ (МПа).	Коэффициент пористости, $e$ .		Модуль деформации, $E$ (МПа).		Угол внутреннего трения, $\varphi$ (град).		Коэффициент сцепления (кПа).		Состояние
-1.00	10	3.76	0.71	0.67	14.11	17.73	28	29	2.63	3.01	СРЕДНЕЙ ПЛОТНОСТИ
-1.10	11	4.18	0.70		15.31		28		2.75		
-1.20	13	5.00	0.67		17.41		29		2.96		
-1.30	14	5.45	0.66		18.46		29		3.08		
-1.40	14	5.51	0.66		18.61		29		3.10		
-1.50	15	5.97	0.65		19.62		29		3.22		
-1.60	16	6.44	0.64	20.59	30	3.36	4.91	ПЛОТНЫЙ			
-1.70	24	9.77	0.58	26.26	31	4.38					
-1.80	26	10.70	0.57	27.56	32	4.69					
-1.90	28	11.65	0.55	28.79	32	5.02					
-2.00	29	12.19	0.55	29.46	32	5.21					
-2.10	29	12.33	0.54	29.61	32	5.26					
-2.20	32	13.74	0.53	31.21	33	5.76					

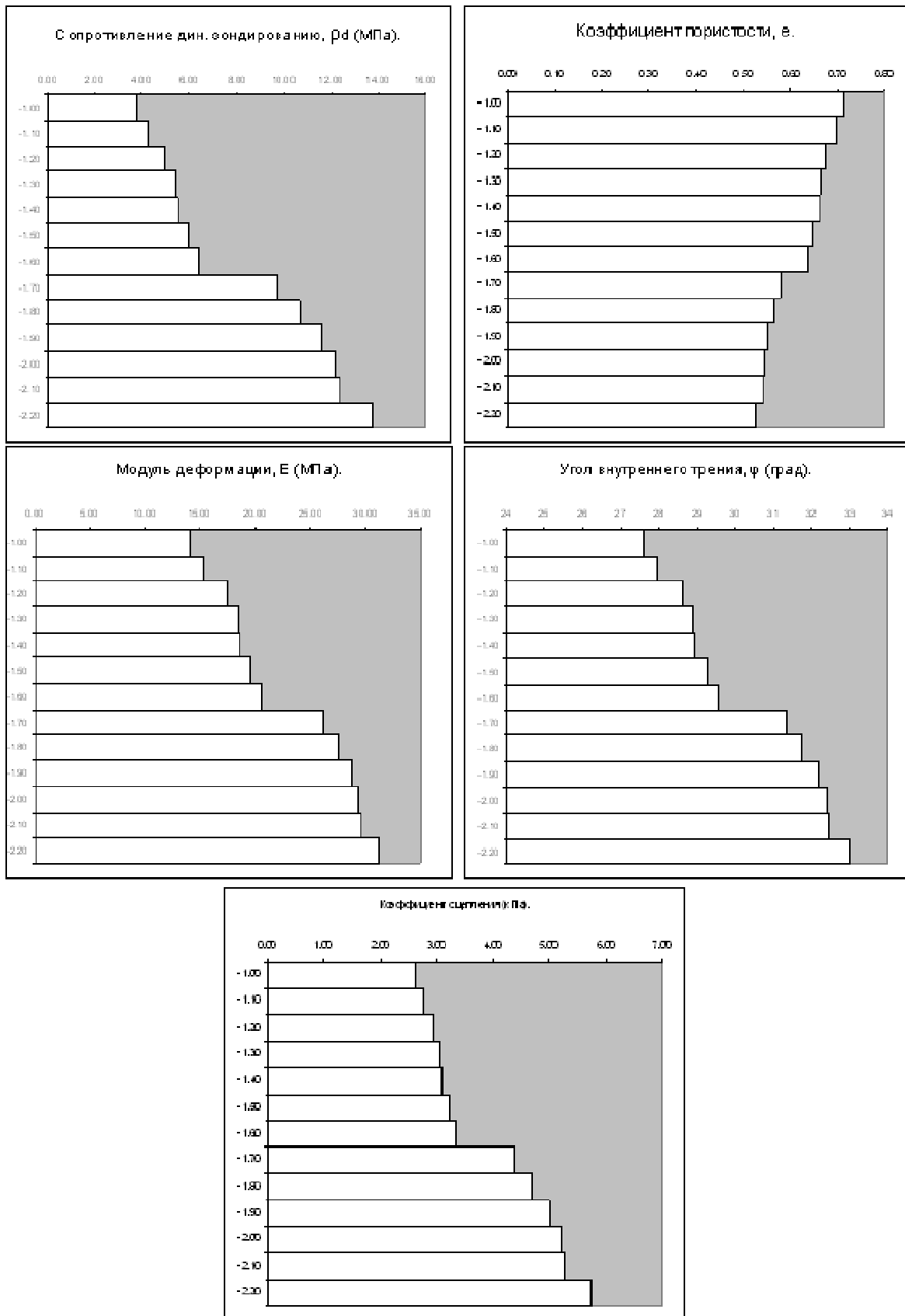


Рис. 2.5. Графическое представление результатов программы обработки величин изменения по глубине: сопротивления динамическому зондированию, коэффициента пористости ( $e$ ), модуля общей деформации ( $E_0$ ), угла внутреннего трения ( $\varphi$ ), сцепления ( $c$ ) для исследуемых грунтов основания.

Таким образом, проведение изыскательских работ и получение физико-механических характеристик грунтов основания, является главнейшим фактором при планируемой реконструкции зданий. Свойства грунта, определённые непосредственно на месте залегания существующих фундаментов, позволят наиболее обоснованно решать проектные вопросы, связанные с дополнительным нагружением основания или углублением подвалов.

### **Техническое заключение о возможности реконструкции здания**

В результате выполнения работ по инженерно-геологическому инженерно-конструкторскому обследованию можно оценить состояние фундаментов и грунтов оснований, определить несущую способность и возможную дополнительную нагрузку, выявить фактическую активную зону грунтов основания под подошвой фундамента, прогнозировать дополнительные осадки, связанные с увеличением нагрузок. По материалам инженерно-геологических изысканий и специального технического обследования здания, подлежащего реконструкции, составляют техническое заключение, включающее в себя: исходные данные для работ по обследованию и техническую характеристику предполагаемой реконструкции; описание общего состояния здания по внешнему осмотру, наличие трещин; планы несущих конструкций, планы и рабочие чертежи существующих фундаментов с деталями и всеми размерами, в том числе и глубиной их заложения; данные о нагрузках, действовавших на фундаменты, сведения о деформациях и осадках фундаментов, результаты нивелировки цоколя или окон первого этажа; данные о дополнительных нагрузках на здание или сооружение и распределении их по отдельным фундаментам; поверочные расчеты существующих и ожидаемых после реконструкции давлений на грунты оснований; прогноз средних осадок и их неравномерности после реконструкции; описание состояния гидроизоляции фундаментов и наличия химической защиты (для предприятий химической промышленности, металлургии ит. п.); сведения о материале фундаментов и плотности бетона по водопроницаемости; обобщение архивных материалов инженерно-геологических изысканий, а также имевшихся данных о свойствах грунтов оснований; описание шурфов и скважин; геологические разрезы по основным линиям расположения несущих конструкций; физико-механические характеристики грунтов оснований, необходимые для определения и вычисления осадок согласно СНиП 2.02.01-83\*; данные об уровнях подземных вод, их колебании в осенне-весенний период, сведения о характере агрессивности подземных вод; поверочные расчеты существующих и ожидаемых давлений на грунты оснований; фотографии фасадов; выводы и рекомендации по реконструкции оснований и фундаментов, включающие в себя тип реконструируемых фундаментов и

технологии их устройства. Рекомендации о состоянии и необходимости усиления основываются на комплексном анализе всех характеристик, включая схему и состояние надземных конструкций, состояние фундаментов, вид грунтов и их физико-механические свойства, гидрогеологические условия участка, суммарную площадь фундаментов на площади застройки жилого здания, заглубление и ширину подошвы фундаментов, существующие и дополнительные средние давления на грунты оснований, расчетные сопротивления грунтов основания, расчетные деформации основания и т.п.

### **Мониторинг в геотехнике и его требования**

В процессе реконструкции зданий и сооружений, в том числе при углублении их подвалов, а также возведении рядом с ними заглубленных или подземных сооружений, важная роль уделяется геотехническому мониторингу. Реконструкция исторических комплексов, осуществляемая в условиях тесной городской застройки, в частности, в Москве и С.-Петербурге предполагает строительство подземных сооружений или углубление подвалов существующих зданий. В результате в зоне влияния процессов, которые возникают при реконструкции объекта, зачастую оказываются рядом расположенные здания и сооружения, которые также имеют культурную или, наконец, хозяйственную ценность. Под влиянием реконструируемого объекта или вновь возводимого заглубленного (подземного) в условиях тесной городской застройки на окружающие его здания и сооружения понимается следующее:

- Изменение напряженно-деформированного состояния грунтового массива под фундаментами существующей застройки в связи с выемкой грунта при устройстве подземного сооружения или дополнительной нагрузки от примыкающего вновь возводимого здания или от надстраиваемых этажей при реконструкции. Это касается и того здания, под которым производится углубление подвала, или устраиваются подземные этажи. Следствием этого являются дополнительные осадки, которые в случае превышения предельно допустимых их величин могут вызвать трещинообразование в несущих конструкциях зданий и даже привести их в состояние, непригодное к эксплуатации.

- Повышение или понижение уровня подземных вод, а иногда и их состава. Изменение гидрогеологического режима на территории строительства, проявляющееся в изменении уровня подземных вод (УПВ), их состава и температурного режима, что также неблагоприятно сказывается на состоянии фундаментов здания, подлежащего реконструкции, или вблизи строящегося подземного сооружения. Последнее может вызвать повышение УПВ, изменить направление водного потока и его интенсивность, перегородив его, создать

барражный эффект и т.д. Это, в свою очередь, может явиться причиной затопления подвалов, нарушения контакта "фундамент-грунт", если возникнет суффозия и, как следствие, дополнительных осадок здания. При понижении УПВ также возникнут дополнительные осадки фундаментов, вследствие уплотнения грунтов под их подошвой из-за снятия "взвешивающего эффекта". Кроме того, понижение УПВ может вызвать гниение в головах деревянных свай, на которых построено много исторических зданий, что также приведет к их дополнительным осадкам и переходу в аварийное состояние. В связи с вышеперечисленными факторами необходимо обеспечить сохранность исторической застройки, что достигается, с одной стороны, принятием мер конструктивного характера, таких, как устройство разделительной стены в грунте и других мероприятий, а с другой - осуществлением геотехнического мониторинга реконструируемого объекта с заглубленной частью (или примыкающего подземного сооружения), а также окружающих его зданий и сооружений, попадающих в зону их влияния. Проведение геотехнического мониторинга юридически закреплено Постановлением Правительства Москвы №896 от 16.12.97г. "О мерах по усилению контроля за строительством и реконструкцией при производстве работ в стесненных условиях", а также рядом нормативных документов, разработанных для Москвы и С.-Петербурга [31-34; 36]. Геотехнический мониторинг является составной частью работ научно-технического сопровождения реконструируемого комплекса с использованием подземного пространства в условиях плотной городской застройки, которое осуществляет имеющая соответствующую лицензию специализированная научно-исследовательская, конструкторско-технологическая и проектная организация, занимающаяся вопросами геотехнических исследований и проектирования "нулевого" цикла, а также технологии его устройства. Организация, ведущая работы по геотехническому мониторингу при реконструкции зданий, сооружений или транспортных магистралей в условиях плотной застройки, периодически отчитывается перед координационным советом, создаваемым на особо ответственных объектах, либо перед Заказчиком и генеральным проектировщиком. Примером московских строек, где впервые было реализовано на практике осуществление геотехнического мониторинга в целях сохранения исторических памятников при возведении подземного комплекса "Охотный ряд", ранее именовавшегося Торгово-рекреационным комплексом (ТРК) "Манежная площадь", является реконструкция Манежной площади. Именно на этой стройке были разработаны основные принципы геотехнического мониторинга, которые затем были включены в вышеупомянутые нормативные документы, действующие в г. Москве. В соответствии с Рекомендациями [33] геотехнический мониторинг для случая плотной городской застройки состоит из нескольких блоков, отличающихся



по функциональному назначению, расчетного, проектно-конструктивного, визуально-инструментального, контрольного, аналитического. Расчетный блок геомониторинга содержит:

- Требования к объему и составу дополнительных инженерно-геологических изысканий для проведения математического моделирования изменения напряженно-деформированного состояния грунтового массива;
- Проведение математического моделирования изменения напряженно-деформированного состояния грунтового массива в случае возведения подземного сооружения в условиях тесной городской застройки;
- Сбор действующих нагрузок и расчет давления по подошве фундамента;
- Определение расчетного сопротивления грунта;
- Установление величины предельных дополнительных осадок;
- Гидрогеологическое моделирование.

Проектно-конструктивный блок геотехнического мониторинга включает в себя следующие разделы:

- План противоаварийных мероприятий - рекомендации по усилению фундаментов окружающих вновь возводимое сооружение зданий в случае возникновения их сверхнормативных деформаций, что может быть установлено либо результатами математического моделирования, либо наблюдениями за состоянием зданий в процессе строительства нового сооружения;
  - План защитных мероприятий в случае ухудшения экологической обстановки на площадке строительства, например, изменение уровня подземных вод, поступление загрязненных вод на площадку, их инфильтрация в грунт, эрозия грунта и т.д.
- Контрольный блок геотехнического мониторинга при реконструкции содержит:
- Контроль материалов для фундаментов;
  - Контроль технологии устройства фундаментов;
  - Контроль качества тела фундаментов.
- Визуально-инструментальный блок геотехнического мониторинга состоит из следующих систем наблюдений: системы визуальных и инструментальных наблюдений за надземными сооружениями вокруг строящегося здания; системы визуальных и инструментальных наблюдений за деформациями конструкций возводимого сооружения; системы наблюдений за состоянием окружающего массива грунта за пределами возводимого сооружения (в случае устройства подземного сооружения или углубления подвалов в реконструируемом здании); системы стационарных режимных наблюдений за гидрогеологической средой на территории, прилегающей к возводимому объекту; система наблюдений за экологической обстановкой на

площадкестроительства. Аналитический блок геотехнического мониторинга содержит: Анализ результатов математического моделирования (сопоставление величин дополнительных деформаций фундаментов самого реконструируемого объекта и окружающих зданий, а также перемещений массива грунта с допустимыми величинами, изменения уровня подземных вод с данными гидрогеологического прогноза); оценку результатов обследования состояния реконструируемого объекта, включая заглубленную часть или примыкающего подземного сооружения, окружающих его строений и измерений их деформаций; прогноз поведения самого реконструируемого объекта и окружающих его зданий. Работы по геотехническому мониторингу ведутся согласно разработанному проекту мониторинга, который должен быть реализован на стадиях проектирования, строительства и в первый год эксплуатации. Проект геотехнического мониторинга должен содержать следующие требования к нему: Комплексность, заключающаяся в том, что все виды наблюдений производятся согласованно между собой в пространстве и времени; Осуществляется привязка всех точек наблюдений к расчетным сечениям;

- Частота опроса корректируется интенсивностью протекания процесса в конструкциях сооружения, прилегающего массива грунта и расположенных вблизи зданий;
- Точность измерений должна обеспечивать достоверность получаемой информации и согласованность ее с точностью расчетных прогнозов,
- Измеряемые параметры должны определять предельные состояния реконструируемого объекта, окружающих его зданий и прилегающего массива грунта;
- Унифицированность формы представленных материалов;
- Компьютеризированная форма представляемых материалов.

## Лекция 4. Проектирование оснований и фундаментов реконструируемых зданий. Расчёт оснований по двум предельным состояниям

Реконструкция зданий, расположенных в исторической зоне Санкт-Петербурга, часто связана с необходимостью надстройки этажом или мансардой. Подобные работы сопровождается дополнительным нагружением основания и, как правило, развитием дополнительных осадок уплотнения.

Развитие дополнительных осадок уплотнения для существующих зданий регламентированы в ТСН 50-302-2004 [8]. Основное значение при проектировании и производстве подобного вида работ имеет даже не абсолютная осадка, а относительная неравномерность осадок, которая в большинстве случаев приводит к образованию новых или раскрытию старых трещин в надземных конструкциях зданий. С данными проблемами строители сталкиваются и при замене старых деревянных перекрытий на новые - железобетонные (металлические), что также неизбежно приводит к дополнительному нагружению основания и, как следствие, развитию дополнительных осадок уплотнения.

Возможность надстройки здания или дополнительного нагружения основания под существующими фундаментами зданий может быть определена на основе анализа напряженно-деформированного состояния основания.

В общем случае величина напряжений под подошвой существующих фундаментов для реконструируемых зданий может соответствовать трем условиям: (2.4, 2.5, 2.6).

$$P + P_{\text{дон}} \leq R \quad (2.4)$$

$$R < P + P_{\text{дон}} < P_{\text{пр}} \quad (2.5)$$

$$P + P_{\text{дон}} \geq P_{\text{пр}} \quad (2.6)$$

где,  $P$  – среднее давление по подошве существующего фундамента до реконструкции;  $P_{\text{дон}}$  – дополнительное давление по подошве существующего фундамента от строительства этажей или мансарды;  $R$  – расчетное сопротивление основания под подошвой существующего фундамента;  $P_{\text{пр}}$  – предельное давление на основание для существующего фундамента.

Все три условия изменения напряженно-деформированного состояния основания, в зависимости от степени дополнительного нагружения, могут быть представлены в графическом виде (рис. 2.6).

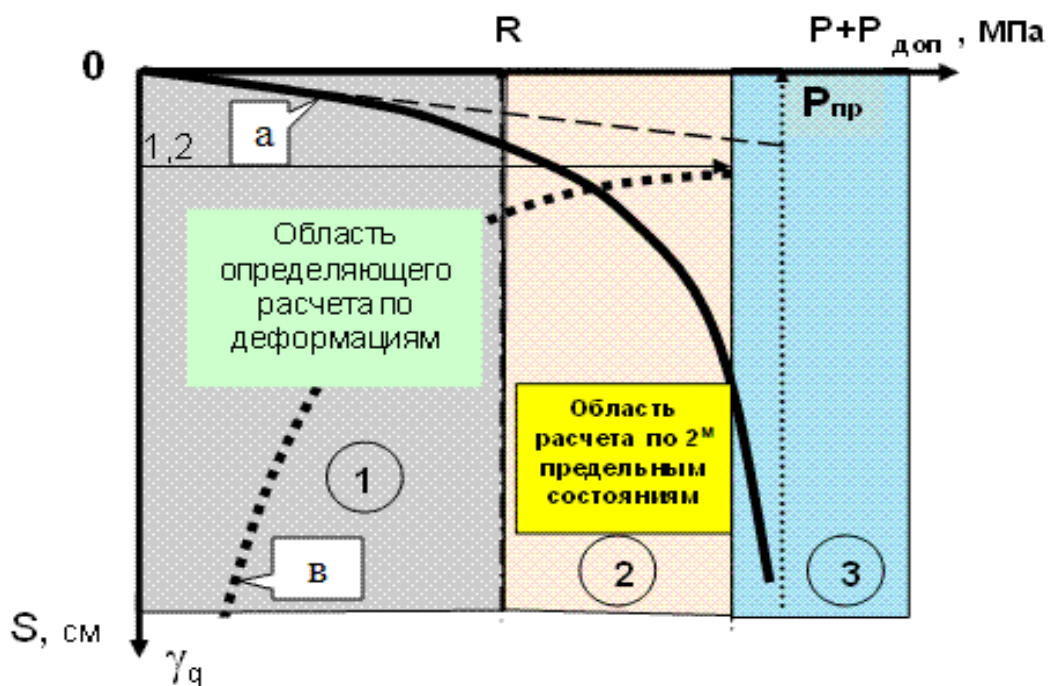


Рис. 2.6. Графическая интерпретация развития осадки ( $S$ ) фундамента от прикладываемого давления ( $P+P_{доп}$ ) на основание при расчёте по  $2^M$  предельным состояниям:  $\gamma_q$  - коэффициент надёжности; 1, 2, 3 - области расчёта, соответствующие условиям 2.4, 2.5, 2.6;  $a$  - функциональная зависимость  $S=S(P+P_{доп})$ ;  $b$  - функциональная зависимость  $\gamma_q=\gamma_q(P+P_{доп})$ .

Условия (проектирования) в области расчёта (2.4), как правило, не вызывают особых осложнений у проектировщика, поскольку  $P+P_{доп} \leq R$  отвечает обычным требованиям СНиП 2.02.01-83\*[9]. В этом случае, при проектировании дополнительного нагружения на основания от надстройки или изменения нагрузки, достаточно руководствоваться расчетом основания по деформациям (кривая «а» на рис.2.6 на интервале  $0...R$ ). Величины абсолютных и относительных осадок для области расчёта (2.4), как правило, меньше предельно допустимых и потому вполне приемлемы.

Условия (проектирования) в области расчёта (2.5),  $R < P+P_{доп} < P_{пр}$  могут быть реализованы в следующих случаях:

а) при учёте работы основания в нелинейной стадии деформирования (кривая «а» на рис. 2.6 на интервале  $0...P_{пр}$ ), (расчет по деформациям);

б) с учётом ограничения коэффициента надёжности  $\gamma_q \leq P_{пр} \cdot \gamma_c / (P+P_{доп})$  - кривая «в» на рис. 2.6, (расчёт по несущей способности основания).

Возможность одновременного учёта условий а) и б) позволяет прогнозировать работу основания и фундаментов по двум предельным состояниям. Условие (проектирования) в области расчёта (2.6),  $P+P_{доп} \geq P_{пр}$  недопустимо и требуют экстренных мер по усилению оснований и фундаментов, поскольку не соблюдается первое предельное состояние.

В этом случае существующее состояние фундаментов не устойчивое и может лишь временно сохраняться только благодаря перераспределению напряжений, с большим количеством трещин в надземных конструкциях.

Таким образом, возможность дополнительного нагружения оснований при реконструкции зданий без проведения дополнительных затрат на их усиление определяется по результатам проведенного расчетного анализа.

Критерием в данном расчете следует считать:

- величину дополнительной абсолютной (относительной) осадки;
- величину коэффициента надёжности, значение которого, как правило, должно быть не менее 1,2 (задаётся проектировщиком).

Следовательно, реально осуществимы условия (проектирования) в области расчета (2.4), (2.5). Схематично данные методы расчета могут быть представлены на рис. 2.7.

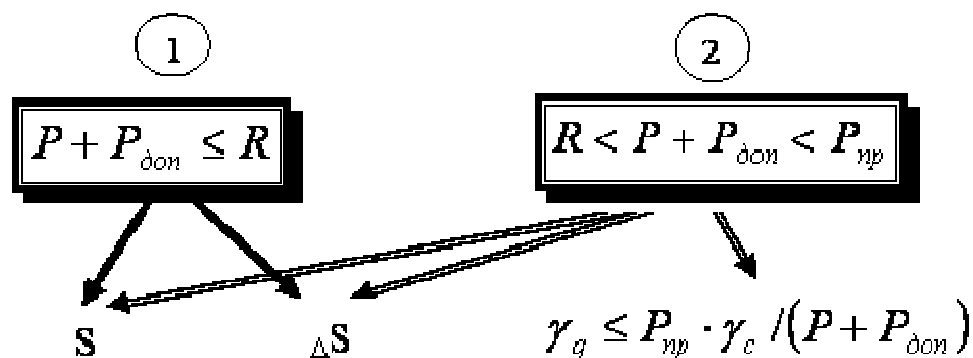


Рис. 2.7. Схема расчёта оснований по предельным состояниям, соответствующая условиям (2.4) и (2.5).  $S$  и  $\Delta S$  – абсолютная и относительная разность осадок - условия расчета по деформациям (II предельное состояние);  $\gamma_q \leq P_{нр} \cdot \gamma_c / (P + P_{доп})$  - условие расчета по устойчивости (I предельное состояние).

Для области расчета, соответствующего условию (2.4) определяющим является расчёт по деформациям, с определением величин абсолютных и относительных осадок фундаментов (рис. 2.7). Для области расчета, соответствующего условию (2.5) проверяются как ограничения абсолютных и относительных осадок, так и коэффициент надёжности, т.е. проводится обязательный расчет по двум предельным состояниям.

Основным требованием к возможности дополнительного нагружения основания под существующими фундаментами, будет являться условие отсутствия возможности появления трещин в надземных конструкциях сооружения. Такие условия, прежде всего, ограничиваются величинами относительной разности осадок, которые не должны превышать предельно допустимых значений [8].

Таким образом, ограничение  $\Delta S$  является основным фактором в решении вопроса дополнительного нагружения основания и в графическом виде может быть представлено на рис. 2.8.

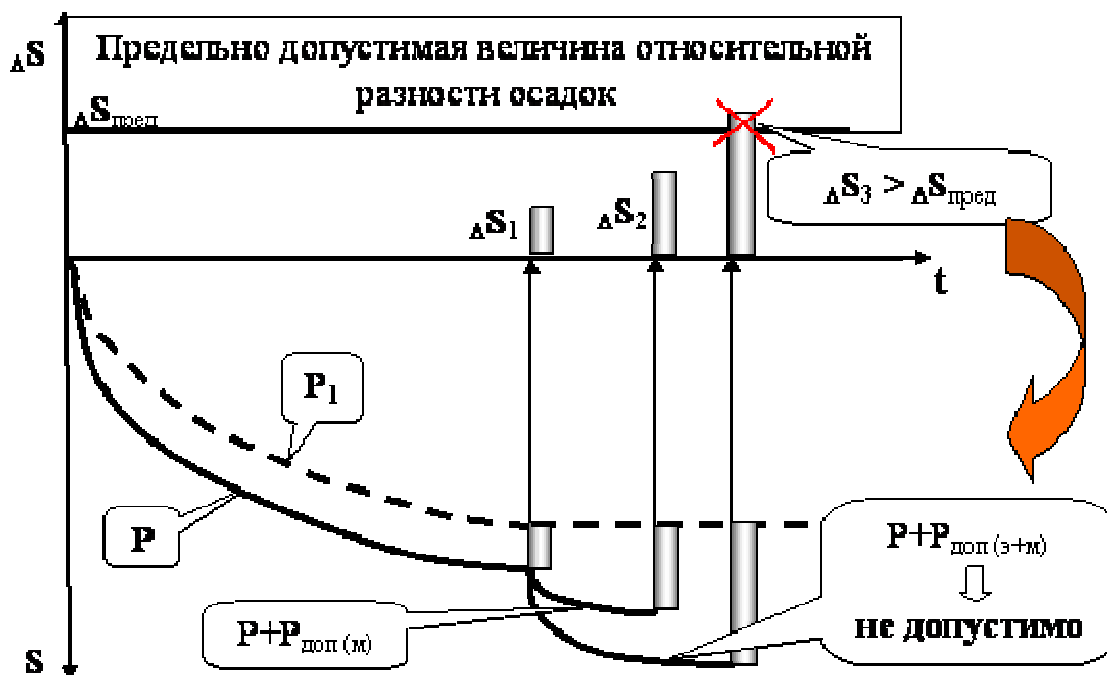


Рис. 2.8. Принципиальная графическая интерпретация результатов расчета дополнительного нагружения основания от надстройки здания без его усиления.  $S$  – абсолютная величина конечной осадки;  $\Delta S$  – относительная неравномерность осадки;  $P$  – степень нагружения основания от существующего фундамента несущей стены;  $P_1$  – степень нагружения основания от существующего фундамента самонесущей стены;  $P+P_{\text{доп(м)}}$  – степень нагружения основания от существующего фундамента несущей стены и дополнительного нагружения от строительства мансарды;  $P+P_{\text{доп(э+м)}}$  – степень нагружения основания от существующего фундамента несущей стены и дополнительного нагружения от строительства этажа и мансарды;  $\Delta S_1, \Delta S_2, \Delta S_3$  – соответственно, относительные неравномерности осадки фундаментов здания до его реконструкции, после надстройки мансарды, после надстройки этажа и мансарды.

Нетрудно заметить, что представленная на рис. 2.8 принципиальная графическая интерпретация результатов расчёта дополнительного нагружения основания от надстройки здания позволяет в наглядной форме продемонстрировать условия возможности дополнительного нагружения. Так  $\Delta S_1$  показывает существующую относительную неравномерность осадки между несущей ( $P$ ) и самонесущей ( $P_1$ ) стенами здания, возникшую в результате длительной (многолетней ( $t$ )) эксплуатации здания.

Поскольку величина  $\Delta S_1$ , как правило, меньше  $\Delta S_{\text{пред}}$  (согласно современным нормам [8], [9]), то такая эксплуатация здания может считаться вполне допустимой, обладающей достаточной степенью надёжности.

Если величина  $\Delta S_2$  также окажется меньше  $\Delta S_{\text{пред}}$ , то подобное дополнительное нагружение для здания вполне допустимо и основание не требует усиления.

В случае значительного увеличения нагружения основания, т.е.  $\Delta S_3 > \Delta S_{\text{пред}}$  неравномерность осадки превысит предельно допустимую величину, что согласно современным нормам [8] недопустимо, поскольку может вызвать развитие трещин в надземных конструкциях. В этом случае, решение вопроса по дополнительному нагружению основания, может рассматриваться только после принятия дополнительных мер по его усилению.

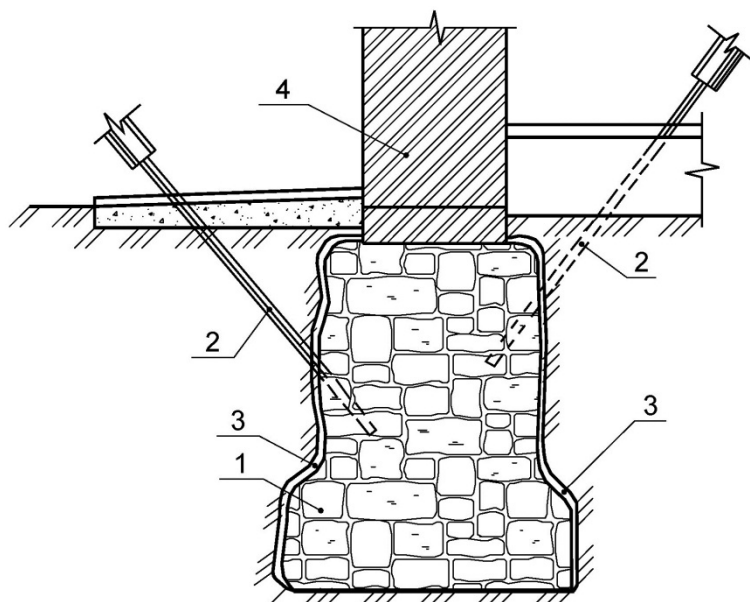
## **Лекция 5, 6. Методы проектирования фундаментов реконструируемых и восстанавливаемых зданий**

### ***Восстановление несущей способности фундаментов***

Восстановление несущей способности фундаментов (первое направление классификации, рис. 16.1) выполняется обычно в том случае, если бутовые, кирпичные бетонные или железобетонные фундаментные конструкции имеют дефекты в виде повреждений боковой поверхности, расслоения кладки, разрыва тела фундаментов. Появление таких дефектов обусловлено воздействием на фундаменты агрессивной среды (подземных вод, химических растворов и производственных стоков), морозным пучением грунта и материала фундаментов, механическими повреждениями и физическим износом конструкций.

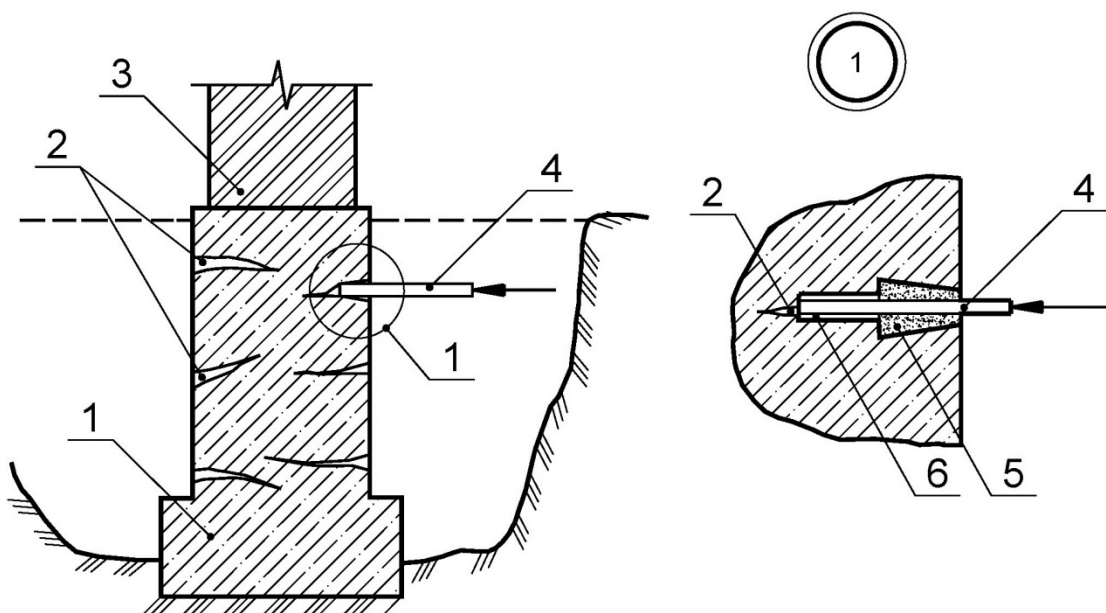
Восстановление несущей способности фундаментов производится обычно без существенного изменения их геометрических размеров. Для восстановления несущей способности бутовых, кирпичных и бетонных фундаментов используют методы закрепления кладки (тела фундаментов) цементными, цементно-песчаными растворами, смолами и другими химическими реагентами, а также методы перекладки фундаментов под стены зданий (рис. 5.1, 5.2). Если же восстанавливается прочность бетонных и железобетонных фундаментов (без изменения геометрических размеров подошвы), то применяют кирпичные или железобетонные стенки (рис. 5.3). Иногда используют комбинированные способы восстановления прочности бутовых и кирпичных фундаментов: сначала устраивают обойму с постановкой в нее инъекторов, а после твердения бетона (раствора) обоймы производят цементацию, смолизацию или используют другие способы закрепления кладки. В случае защиты фундаментов от замачивания и восстановления их несущей способности в последние годы находят применение различные способы устройства гидроизоляционных покрытий, воздушных каналов, глиняных замков и др. (рис. 5.4).





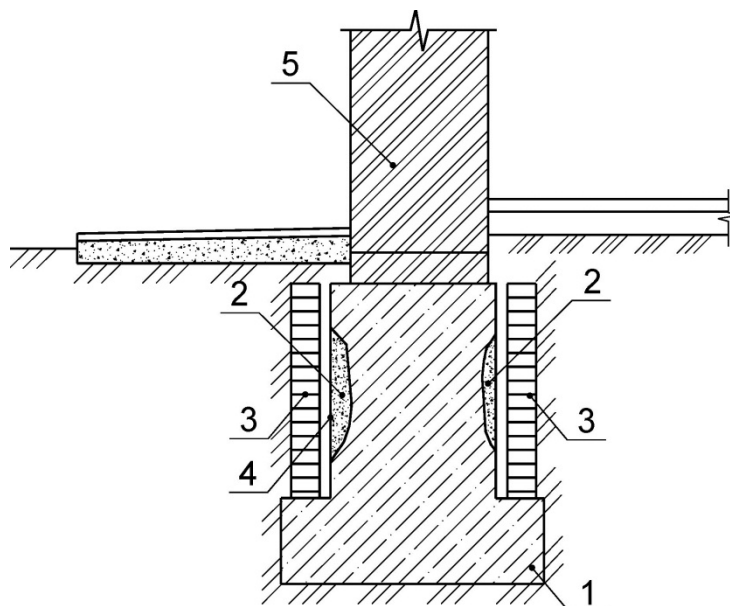
1 - усиливаемый фундамент; 2 - иньекторы для нагнетания подвижного (жидкого) цементного раствора; 3 - наплывы раствора; 4 - кирпичная стена.

Рис. 5.1. Восстановление несущей способности ленточных фундаментов путем закрепления бутовой кладки цементацией



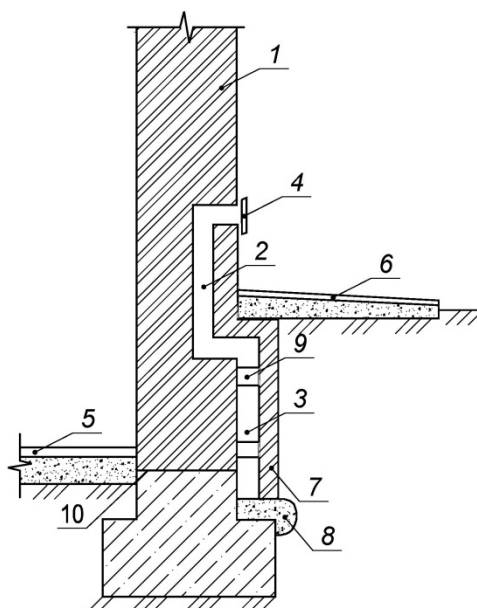
1 - существующий фундамент, имеющий вертикальные и горизонтальные трещины; 2 - трещины; 3 - кирпичная стена; 4 - иньектор для нагнетания компаунда из синтетических смол под давлением 0.6-1.2 МПа; 5 - борозда шириной 35-40 мм, выполненная дисковой пилой или отбойным молотком; 6 - отверстие, пробуренное перфоратором на глубину 100-150 мм

Рис. 5.2. Восстановление несущей способности фундаментов путем закрепления бетонной (железобетонной) поверхности синтетическими смолами



1-усиливаемый фундамент; 2-участки разрушения в результате действия агрессивной среды в грунте (поднятия уровня грунтовых вод, поступление химических продуктов и др.); 3-защитная стенка из кирпича устанавливаемая после восстановления участков разрушения; 4-обмазочная или оклеечная гидроизоляция; 5-кирпичная стена.

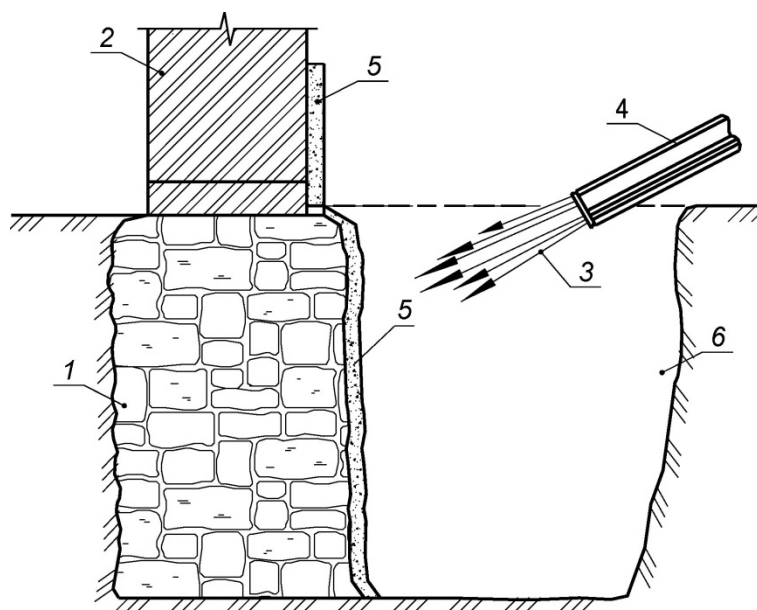
Рис. 5.3. Восстановление несущей способности фундаментов путем устройства защитных стенок



1-осушаемая стена; 2-канал пробиваемый в стене; 3-воздушная щель; 4-вентиляционная решетка; 5-пол аэрируемого этажа; 6-отмоска; 7-стенка воздушной щели (из кирпича толщиной 120мм); 8-бетонное основание под стенку; 9-распорки; 10-существующая горизонтальная гидроизоляция

Рис. 5.4. Восстановления несущей способности фундаментов путем устройства воздушных каналов с внутренней стороны стены (защита от замачивания)

Надземные фундаментные конструкции могут быть подвержены выветриванию. Особенно это характерно для старинных зданий, памятников истории и культуры. Для восстановления несущей способности таких фундаментных конструкций и защиты их от выветривания применяют обычно методы оштукатуривания и торкретирования поверхностей (рис. 16.14) [3].



1 - существующий фундамент, имеющий расслоение кладки; 2 - кирпичная стена с разрушенным поверхностным слоем; 3 – набрызг бетонной смеси под высоким давлением; 4 - цемент-пушка (или бетон-шприц-машина); 5 - торкретируемая поверхность.

Рис. 5.5. Восстановление несущей способности фундаментов путем закрепления кирпичной и бутовой кладки торкрет - бетоном

## 5.2. Увеличение несущей способности фундаментов

Второе направление классификации (рис. 16.1) объединяет способы усиления фундаментов зданий, при которых требуется увеличение их несущей способности. Обычно это связано с повышением нагрузок на строительные конструкции зданий. При таком усилении выделяются три основных случая:

- увеличение несущей способности фундаментов без изменения схемы работы;
- увеличение несущей способности фундаментов с изменением схемы работы;
- увеличение несущей способности фундаментов с изменением напряженного состояния (фундаментов или грунтов основания).

*Увеличение несущей способности фундаментов без изменения схемы работы* (расчетной схемы) производится путем уширения подошвы фундаментов, устройства обойм, рубашек, наращиваний вокруг фундаментов (бетонных, железобетонных, металлических, комбинированных), усиления отдельных элементов (рис. 5.6 – 5.8). При этом расчетная схема таких фундаментов до и после реконструкции, восстановления зданий остается обычно без изменения.

*Увеличение несущей способности фундаментов с изменением схемы их работы (расчетной схемы) производится путем передачи части нагрузки от фундаментов или надфундаментных конструкций на грунты основания. Это достигается за счет специальных технических и технологических решений, например, использования различных подкосов, стальных и железобетонных балок, дополнительных опор-фундаментов из бетона и железобетона и др. (рис. 5.9, 5.10). При этом следует отметить, что в последние годы в условиях реконструкции и восстановления зданий все чаще внедряются способы усиления фундаментов путем передачи нагрузки на сваи. Для этого применяют различные виды буровых, набивных, вдавливаемых, винтовых свай, которые устраивают по различным технологиям (рис. 5.11-5.13).*

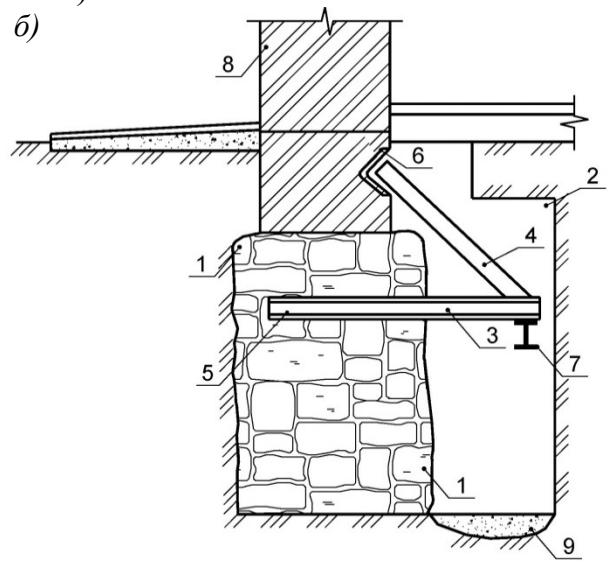
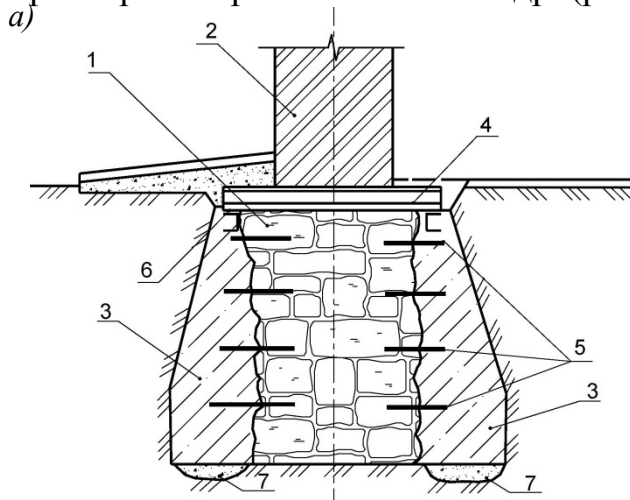
Увеличение несущей способности фундаментов с изменением схемы их работы может быть также достигнуто путем переустройства ленточных фундаментов в плитные, а столбчатые – в ленточные. Для этого разработаны соответствующие технические решения и имеется практический опыт их внедрения (рис. 5.14). Кроме того, увеличение несущей способности фундаментов с изменением схемы их работы осуществляется путем устройства дополнительных связей в виде анкеров, тяжей, стоек или частичного закрепления грунтов основания (В.С. Плевков, А.И. Полищук, А.И. Мальганов, 1993-1996). Такие способы усиления фундаментов находят применение в условиях реконструкции промышленных зданий.

*Увеличение несущей способности фундаментов с изменением их напряженного состояния достигается путем установки предварительно напряженных подкосов, шпренгельных систем, железобетонных или металлических обойм. Обычно такие конструктивные решения применяются при усилении плитной и стаканной частей железобетонных фундаментов: отдельно стоящих, ленточных (А.И. Мальганов, А.И. Полищук и др., 1992-2000). Увеличение несущей способности фундаментов с изменением напряженного состояния грунтов основания осуществляется путем устройства шпунтовых ограждений или опускных колодцев вокруг фундаментов. В этом случае основания рассматриваемых фундаментов начинают работать в условиях, близких к компрессионному уплотнению (без возможности бокового расширения), и их несущая способность повышается (рис. 5.15 и 5.16).*

Довольно часто в отечественной и зарубежной практике решение задач по повышению нагрузок на фундаменты достигается путем упрочнения оснований. Для этого, при реконструкции и восстановлении зданий, используют физико-химические способы закрепления (упрочнения) грунтов: цементация, силикатизация, смолязация, термическое закрепление, высоконапорная инъекция растворов и др. (рис. 5.17).

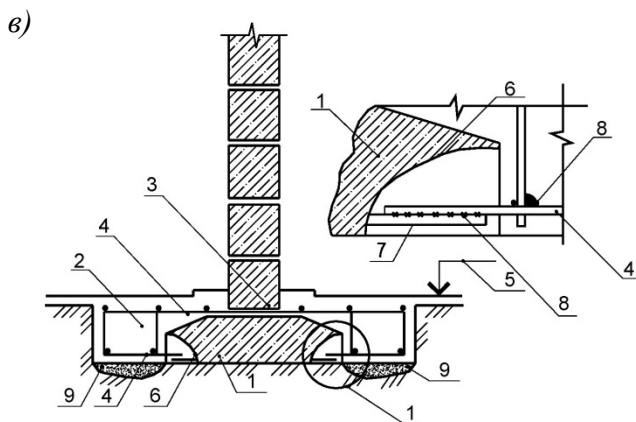
Важным моментом увеличения несущей способности фундаментов является обеспечение их совместной работы с основанием. Достигается это путем включения в совместную работу с грунтом элементов усиления фундаментов при помощи специальных мероприятий и приспособлений, например, за счет предварительного обжатия грунта трамбованием в местах

установки дополнительных опор-фундаментов, использования специальных распорных приспособлений и др. (рис. 5.18).

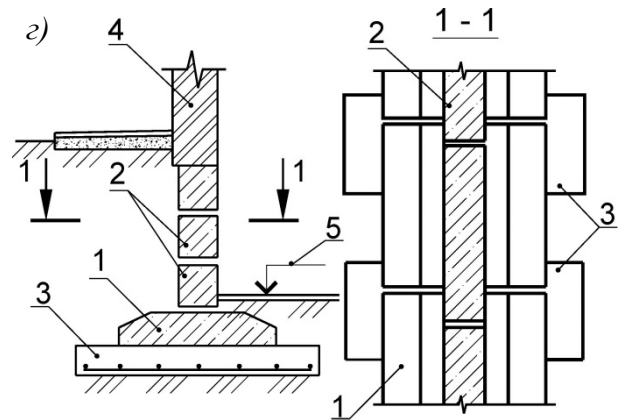


1- усиливаемый фундамент;  
 2 - кирпичная стена; 3- приливы из бетона;  
 4- металлические балки, устанавливаемые в пробитые отверстия;  
 5- металлические штыри из арматурной стали; 6- металлические балки, закрепляемые на сварке к поперечным балкам; 7- зоны уплотненного грунта.

1 - усиливаемый фундамент;  
 2 - монолитный бетонный банкет;  
 3 - несущая балка; 4 - подкос; 5 - анкер;  
 6 - упорный уголок; 7 - распределительная балка; 8 - кирпичная стена; 9 - зона уплотненного грунта.



1 - усиливаемый фундамент;  
 2 - железобетонная обойма;  
 3 - отверстия в швах между блоками для установки рабочей арматуры;  
 4 - основная рабочая арматура усиления;  
 5 - отметка пола подвала; 6- сколотая поверхность бетона; 7 - выпуски арматуры в подушке; 8 - сварка; 9 - зоны уплотненного грунта.

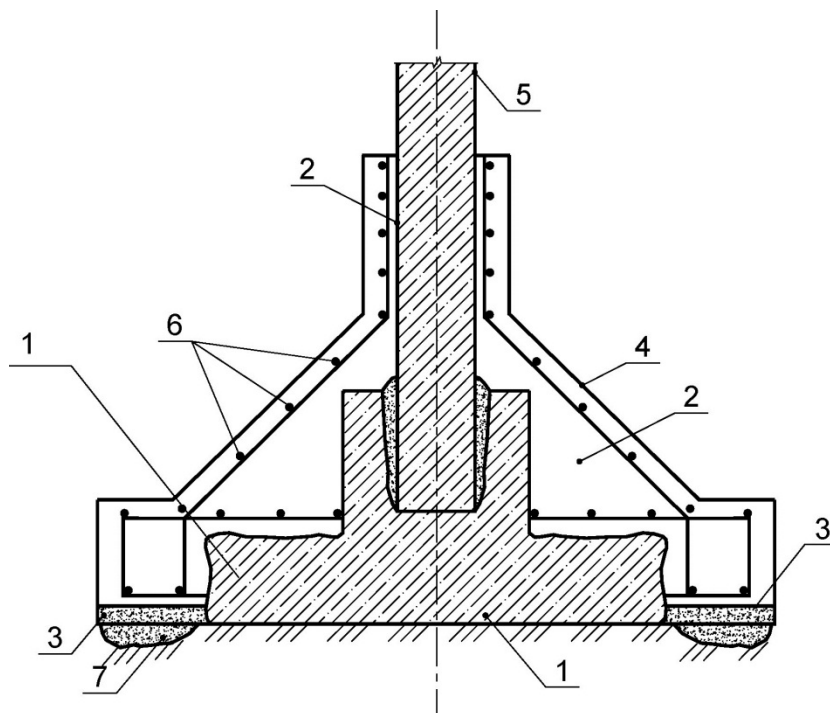


1 - подушка существующего фундамента;  
 2 - фундаментные блоки;  
 3 - дополнительные подушки из монолитного железобетона; 4 - кирпичная кладка; 5 - отметка пола подвала.

Рис. 5.6. Увеличение несущей способности ленточных фундаментов путем уширения их подошвы:

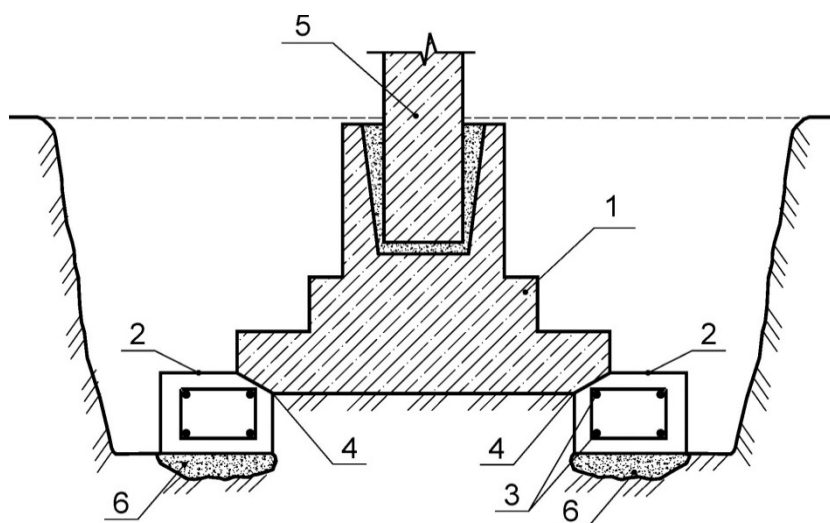
*а* – бутовых за счет двухстороннего устройства приливов из бетона; *б* – бутового за счет одностороннего устройства бетонного банкета; *в* – сборного за счет устройства железобетонной обоймы; *г* – сборного за счет устройства дополнительных подушек

а)



1 - усиливаемый столбчатый фундамент; 2 - поверхность, подготовленная к бетонированию (насечка); 3 - подготовка из тощего бетона; 4 - железобетонная рубашка с уширением; 5 - колонна; 6 - арматура усиления; 7- зоны уплотненного грунта.

б)

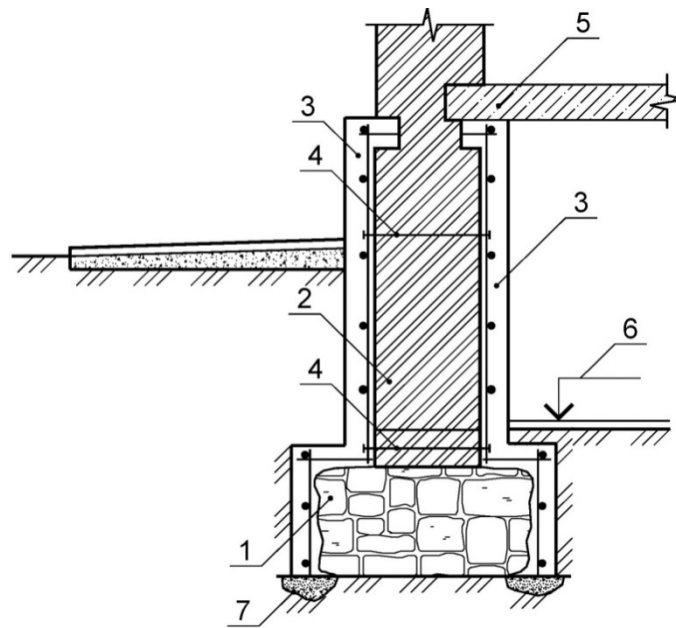


1 - усиливаемый столбчатый фундамент; 2 - опорная рама из монолитного железобетона, устраиваемая по периметру существующей подошвы фундамента; 3 - арматура усиления; 4 - сколы по периметру подошвы усиляемого фундамента; 5 - железобетонная колонна; 6 - зоны уплотненного грунта.

Рис. 5.7. Увеличение несущей способности отдельных фундаментов путем уширения их подошвы:

а – за счет устройства железобетонной рубашки;  
б – то же опорной железобетонной рамы

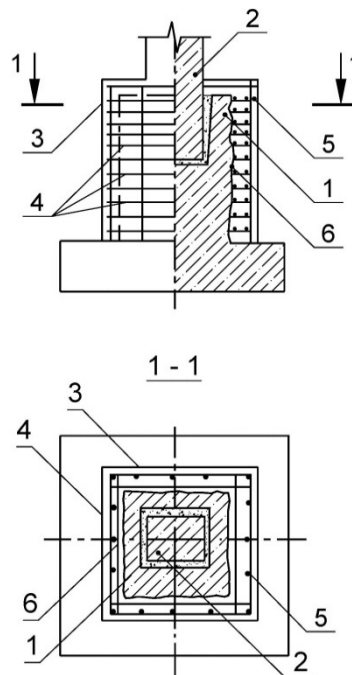
а)



1 - усиливаемый бутовый фундамент; 2 - усиливаемая кирпичная стена; 3 - железобетонная обойма; 4 - анкер; 5 - надподвальное перекрытие; 6 - отметка пола подвала;

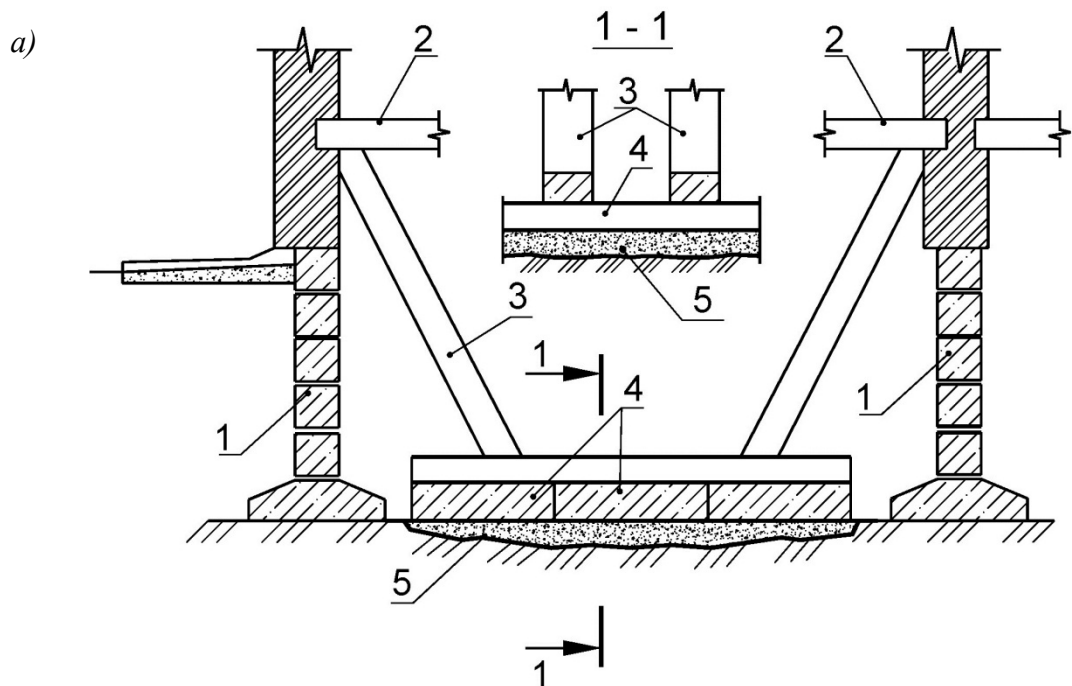
7 - зона уплотненного грунта основания

б)

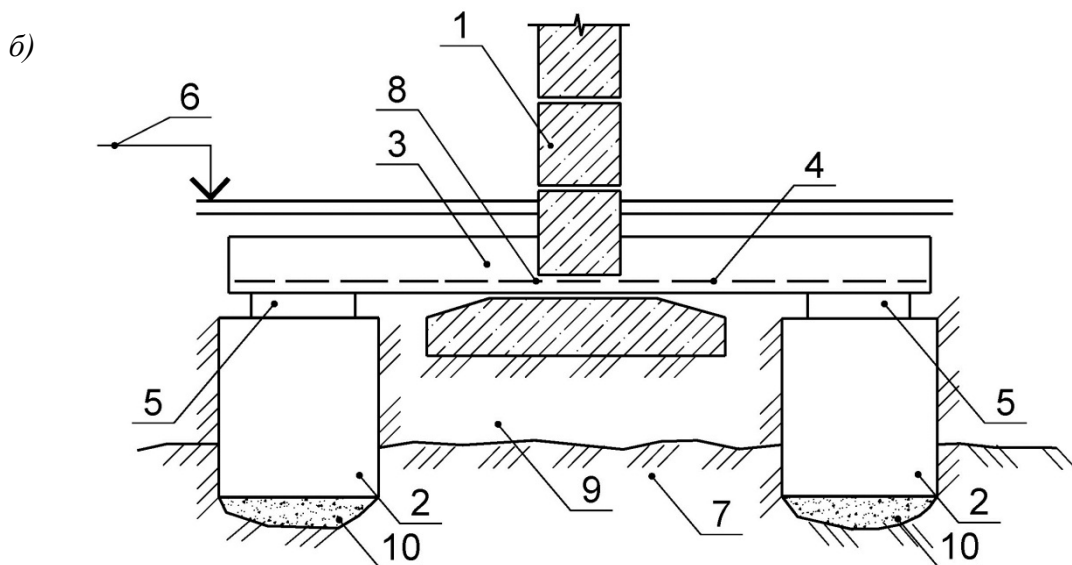


1 - подколонная часть фундамента; 2- колонна; 3 - железобетонная обойма усиления подколонной части фундамента; 4- поперечные арматурные сетки обоймы; 5- вертикальные арматурные стержни обоймы; 6 - поверхность подколонника, подготовленная к бетонированию (зачистка и насечка)

Рис. 5.8. Увеличение несущей способности фундаментов путем устройства железобетонных обойм: а – для ленточного бутового или кирпичного фундамента при разрушении его боковой поверхности; б – для отдельного (столбчатого) фундамента при недостаточной прочности его подколонника



- 1 - усиливаемые фундаменты; 2 - плита перекрытия;  
 3 - рамная конструкция из железобетона или металла;  
 4 - дополнительная опора фундамента из сборных железобетонных плит;  
 5 - зона уплотненного грунта.

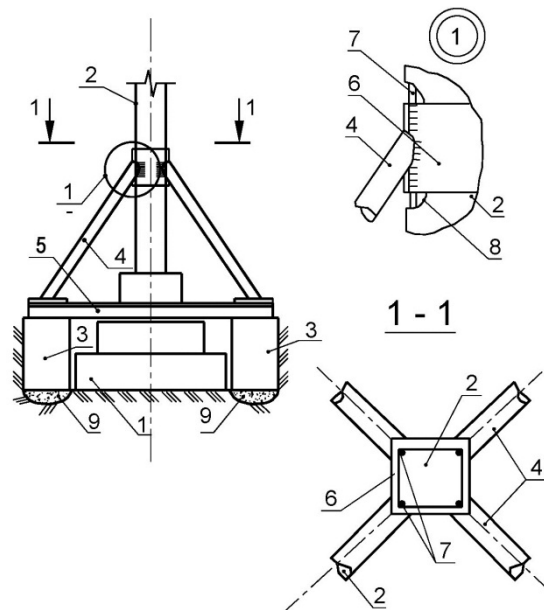


- 1 - сборный ленточный фундамент; 2 - дополнительные опоры-фундаменты из бетона (железобетона); 3 - монолитные железобетонные балки усиления;  
 4 - рабочая арматура балок; 5 - подкладки; 6 - отметка пола подвала;  
 7 - несущий слой грунта; 8 - отверстие между фундаментными блоками для пропуска рабочей арматуры балок; 9 - слой слабого грунта; 10 - зоны уплотненного грунта.

Рис. 5.9. Увеличение несущей способности ленточных фундаментов путем устройства дополнительных опор: а – в виде рамной конструкции сборных железобетонных плит; б – в виде балочных конструкций и опор фундаментов из бетона или железобетона

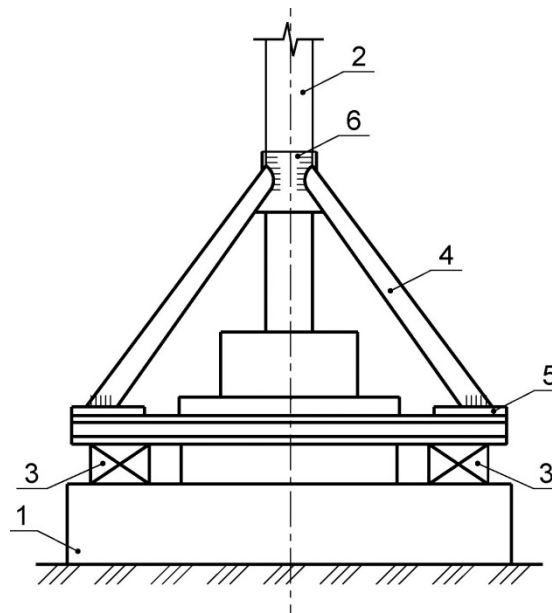


а)



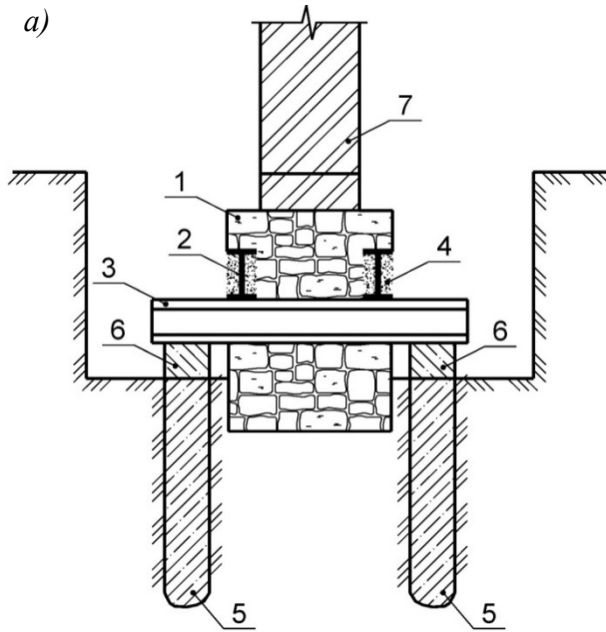
- 1 - усиливаемый фундамент; 2 - железобетонная колонна;  
3 - дополнительные опоры из бетона (железобетона);  
4 - металлические раскосы; 5 - металлические балки;  
6 - металлическая обойма, приваренная к арматуре колонны;  
7 - арматура колонны; 8 - оголенный от защитного слоя участок колонны;  
9 - зоны уплотненного грунта.

б)

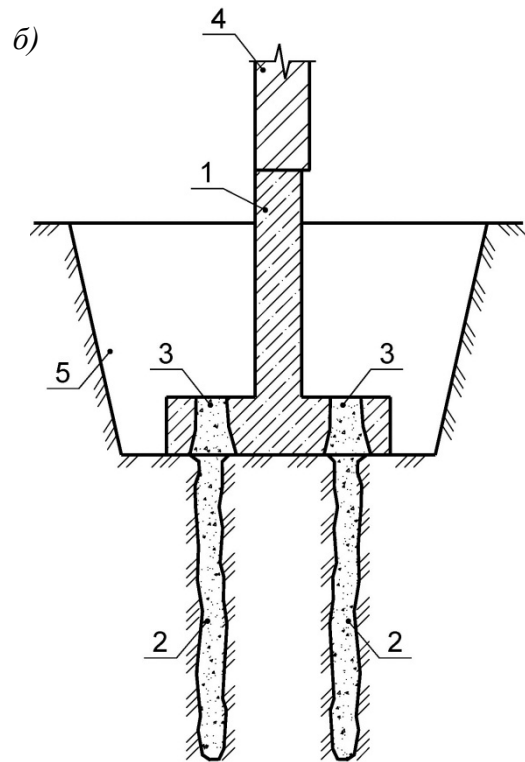


- 1- усиливаемый фундамент; 2- железобетонная колонна; 3- подкладки, устанавливаемые на обрез фундамента; 4- металлические раскосы; 5- металлические балки, монтируемые по периметру фундамента; 6- металлическая обойма, приваренная к арматуре колонны.

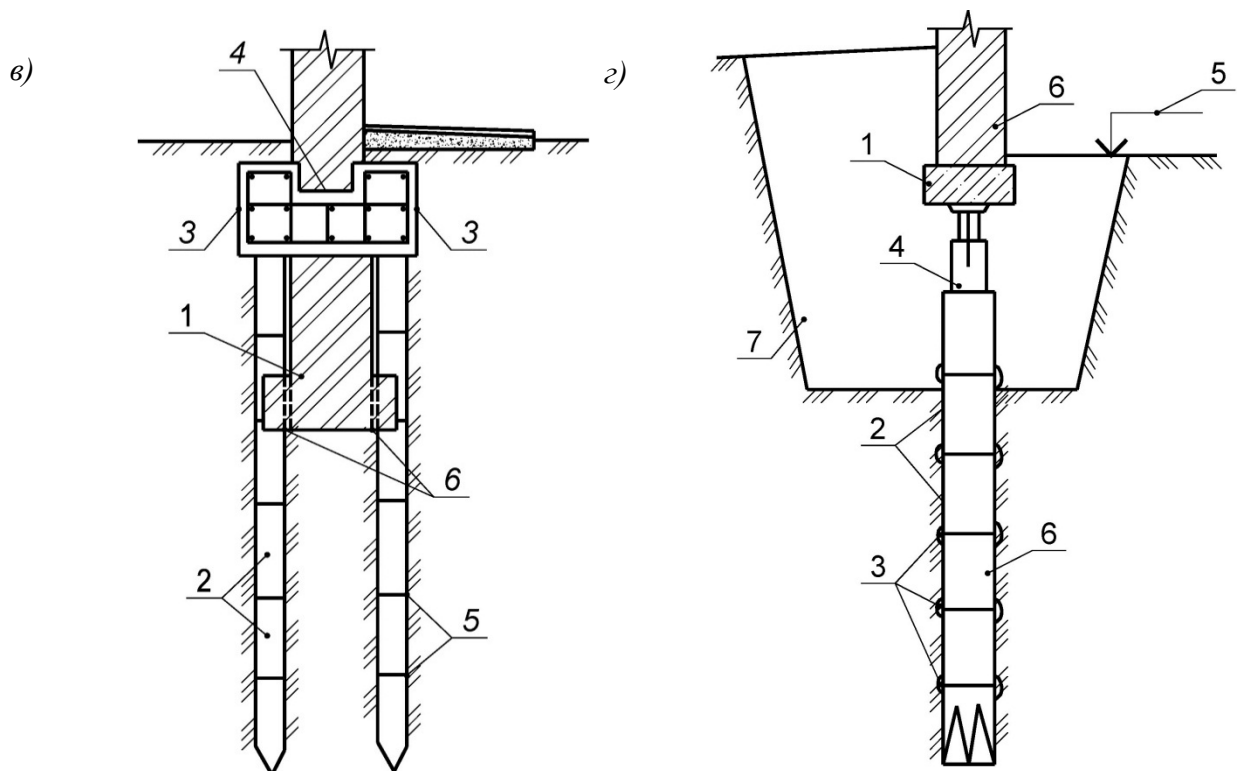
Рис. 5.10. Увеличение несущей способности отдельных фундаментов путем устройства дополнительных опор (а) и металлических раскосов для передачи части нагрузки от колонны на обрез фундамента (б)



1 - усиливаемый фундамент;  
 2 - продольные металлические балки, устанавливаемые в пробитые борозды (штрабы); 3 - поперечные металлические балки; 4 - цементно-песчаный раствор; 5 - набивные сваи; 6 - железобетонная обвязка по сваям; 7 - кирпичная стена



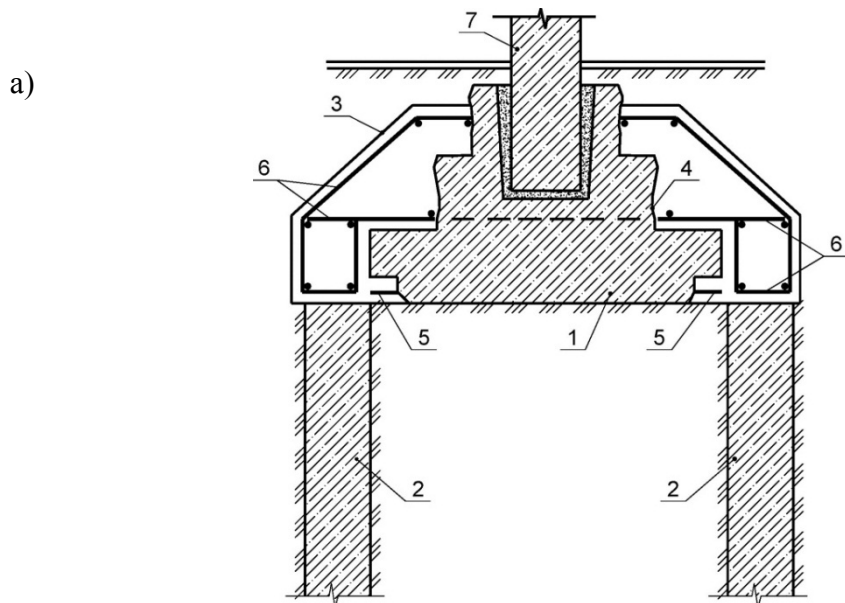
1 - усиливаемый фундамент;  
 2 - буроинъекционные сваи, устраиваемые через плитную часть фундамента;  
 3 - конусные отверстия в плитной части фундамента, устраиваемые для установки арматурных каркасов и инъекции цементно-песчаного раствора;  
 4 - кирпичная стена;  
 5 - пазух, заполняемый грунтом после устройства стыка свай с плитой частью фундамента



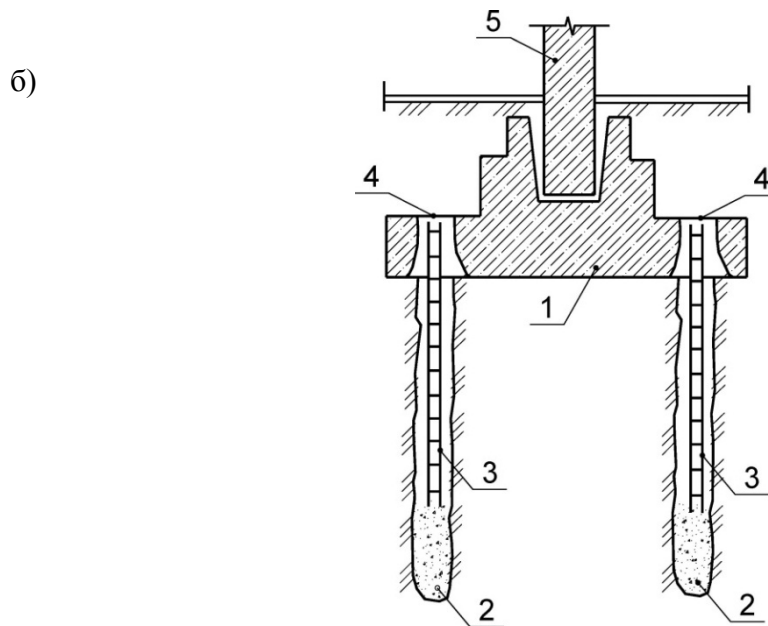
1- усиливаемый фундамент;  
 2- звенья составных железобетонных свай; 3- железобетонные балки, устраиваемые вдоль фундамента здания;  
 4- железобетонные монолитные перемычки, устраиваемые с шагом 1-1,5 м;  
 5- стыки свай; 6- сколотая поверхность плитной части фундамента

1 - железобетонный ростверк;  
 2 - звенья из металлических труб длиной 50 см; 3 - сварка; 4 - гидравлический домкрат; 5 - отметка пола подвала;  
 6 - кирпичная стена; 7 - пазух, заполняемый грунтом с уплотнением после вдавливания свай

Рис. 5.11. Увеличение несущей способности ленточных фундаментов путем передачи части нагрузки от стены здания на сваи: *а* – на набивные сваи, устраиваемые вдоль фундамента под поперечные металлические балки; *б* – на инъекционные (буроинъекционные) сваи, устраиваемые через плитную часть фундамента; *в* – на вдавливаемые сваи, устраиваемые вдоль фундамента под продольные железобетонные балки; *г* – на вдавливаемые сваи, устраиваемые под фундаментом

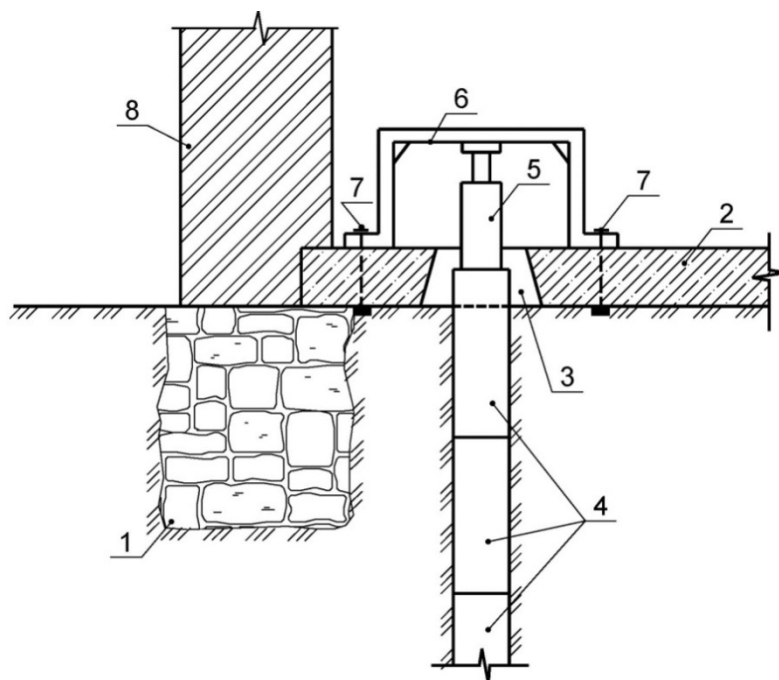


1-усиливаемый столбчатый фундамент; 2-набивные сваи; 3-железобетонная обойма;  
 4 - поверхность фундамента, подготовленная к бетонированию (насечка, сколы, зачистка); 5 - оголенная рабочая арматур существующего фундамента; 6 - арматура усиваемого фундамента; 7 - железобетонная колонна



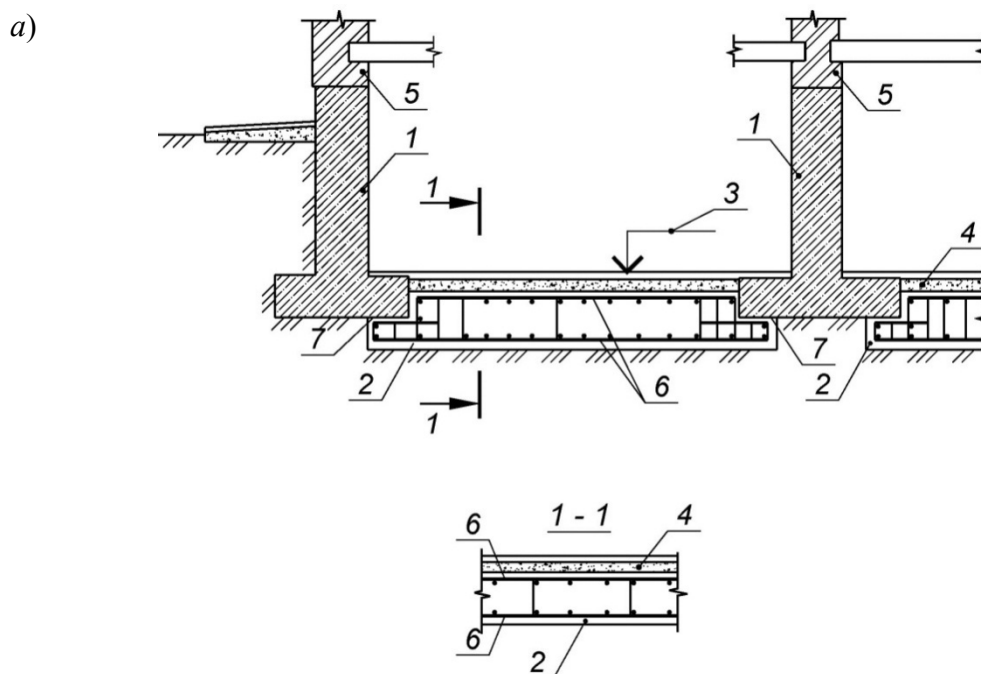
1 - усиливаемый столбчатый фундамент; 2 - инъекционные (буроинъекционные) сваи диаметром 200-250 мм, устраиваемые через плитную часть усиливаемого фундамента;  
 3 - арматурные каркасы; 4 - конусные отверстия в плитной части фундамента, устраиваемые для установки арматурных каркасов и инъекции цементно-песчаного раствора; 5 - железобетонная колонна.

**Рис. 5.12.** Увеличение несущей способности отдельных фундаментов путем передачи части нагрузки от колонны здания на сваи:  
 а – на набивные сваи, устраиваемые вдоль фундамента (по периметру) под железобетонную обойму; б – на инъекционные (буроинъекционные) сваи, устраиваемые через плитную часть фундамента

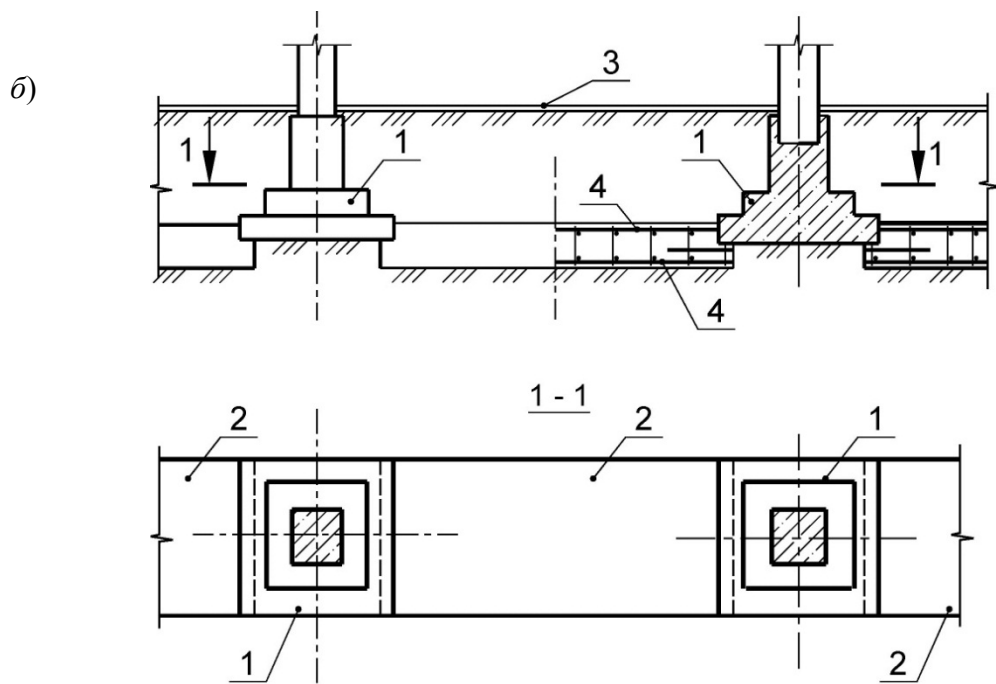


1 - усиливаемый ленточный фундамент; 2 - монолитная железобетонная плита;  
 3 - конусные отверстия в плите, устраиваемые при ее бетонировании; 4 - звенья  
 составной железобетонной сваи; 5 – длинношточный гидравлический домкрат;  
 6 - металлический упор; 7 - анкерные болты; 8 - кирпичная стена.

Рис. 5.13. Увеличение несущей способности фундаментов путем устройства монолитной железобетонной плиты и многосекционных свай вдавливания



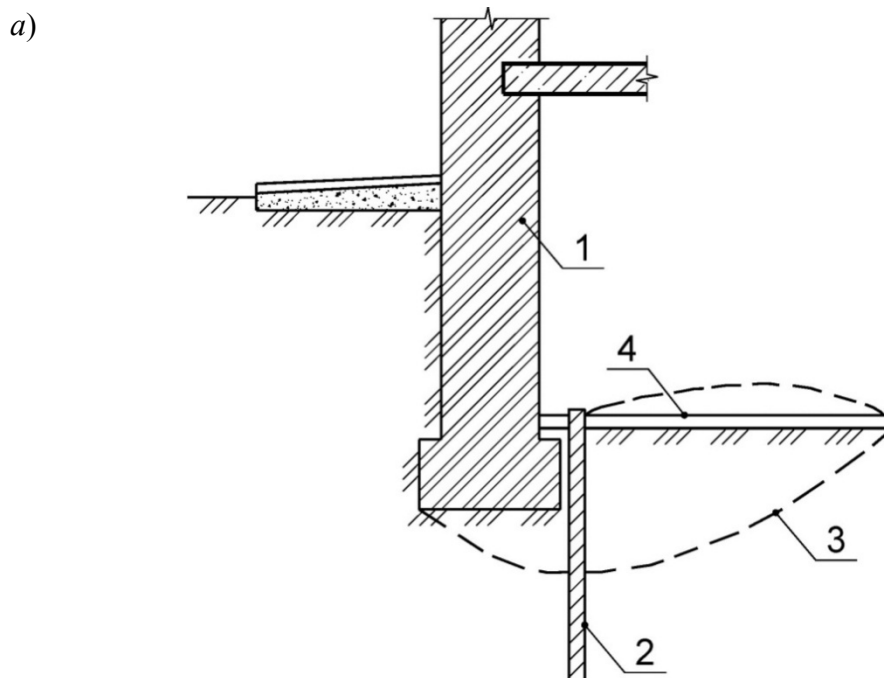
1 - усиливаемый ленточный фундамент; 2 - сплошная (прерывистая) железобетонная  
 плита; 3 - отметка поверхности пола подвала; 4 - уплотненный крупный песок; 5 -  
 кирпичная стена; 6 - рабочая арматура плиты усиления; 7 - поверхность фундамента,  
 подготовленная к бетонированию.



1 - усиливаемый столбчатый фундамент; 2 - монолитные железобетонные плиты;  
3 - поверхность пола; 4 - арматурные каркасы.

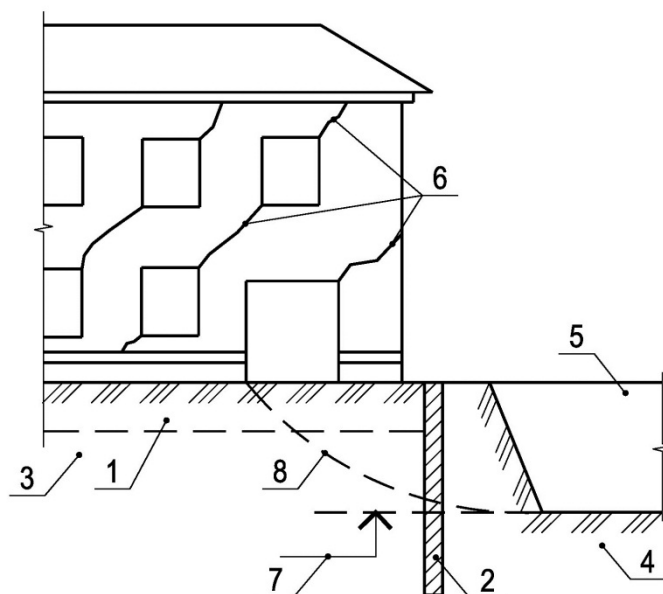
Рис. 5.14. Увеличение несущей способности фундаментов путем изменения их конструктивного решения:

*a* – переустройство ленточных фундаментов в плитные; *б* – то же столбчатых фундаментов в ленточные



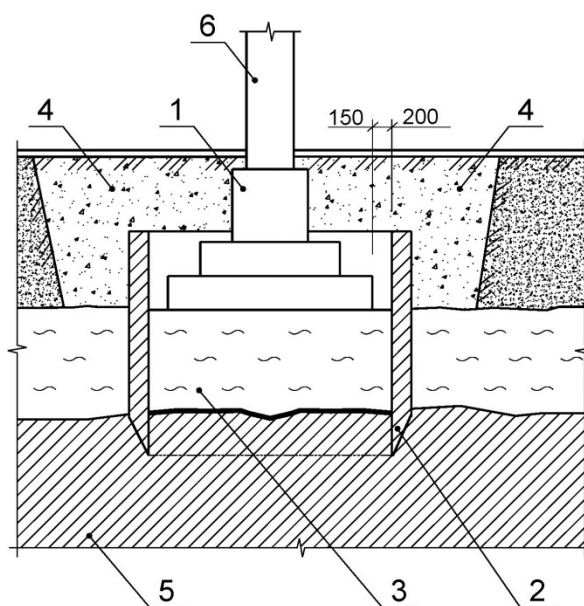
1 - существующий фундамент; 2 - стенка из стального шпунта; 3 - поверхность скольжения при выпоре грунта из-под подошвы фундамента; 4-пол подвала

б)



1 - существующий фундамент; 2 - шпунтовая стенка; 3 – несущий слой (слабый грунт); 4 - подстилающий слой (прочный грунт); 5 - котлован вблизи здания; 6 - трещины в стене здания; 7 - отметка для котлована; 8 - поверхность скольжения при потере устойчивости основания.

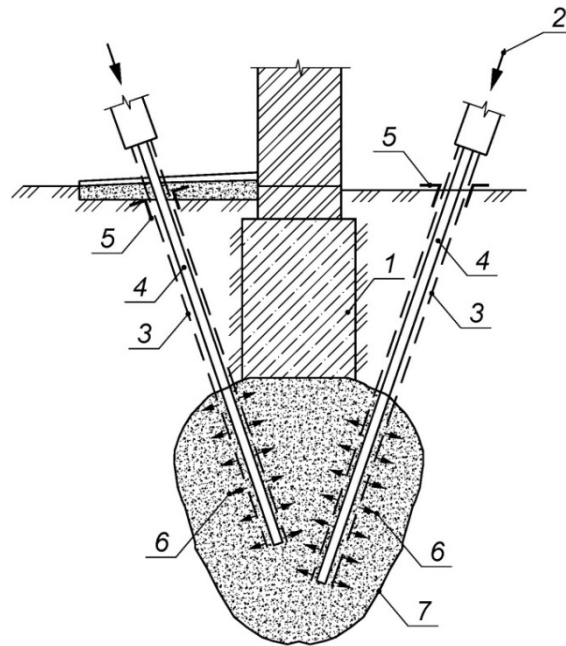
Рис. 5.15. Увеличение несущей способности ленточных фундаментов путем устройства шпунтовых стенок: *а* – в подвале здания; *б* – снаружи здания



1 - усиливаемый фундамент; 2 - опускающий колодец с наружным скосом заострения ножа; 3 - обжимаемое основание (слабый грунт); 4 - засыпка из гравийно-песчаной смеси или другого материала, устраиваемая по наружному периметру стенок колодца; 5 - прочный грунт; 6 - колонна.

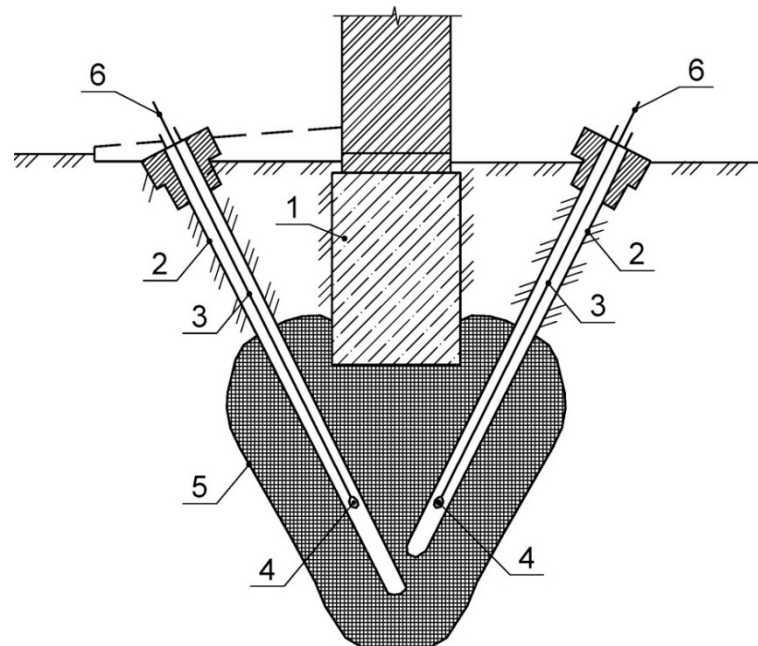
Рис. 5.16. Увеличение несущей способности отдельного фундамента путем устройства вокруг него опускающего колодца

а)



1 - существующий фундамент; 2 - направление нагнетания раствора; 3 - скважины (наклоненные, горизонтальные); 4 - иньекторы для нагнетания растворов под давлением (от 1 до 10 МПа); 5-манжеты для поддержания давления; 6-направление распространения нагнетаемых растворов; 7-контуры упрочненного грунта.

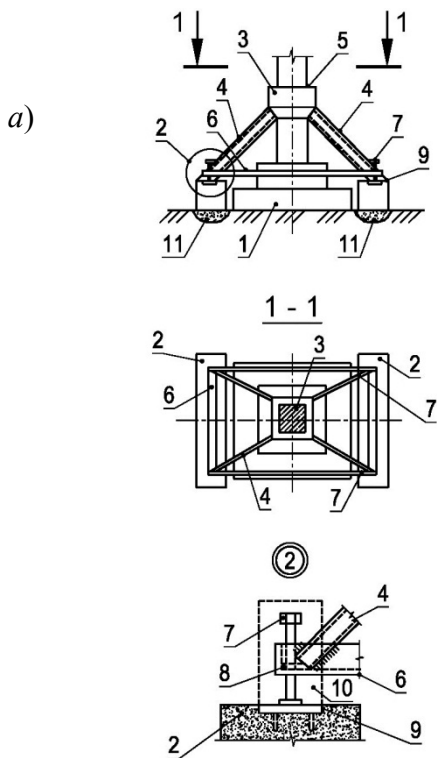
б)



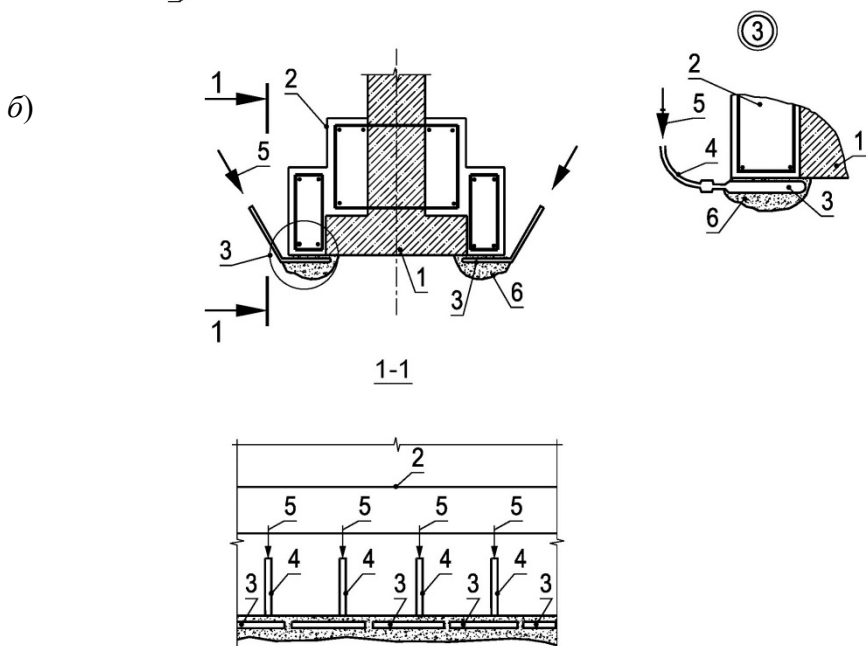
1 - существующий фундамент; 2 - скважина; 3 - форсунка с наконечником; 4 - пламя; 5 - закрепленный грунт; 6 - направляющая трубка для подачи топлива.

Рис. 5.17. Увеличение несущей способности фундаментов путем упрочнения (закрепления) оснований: а – иньекцией цементных, цементно-песчаных и других растворов в пылевато-глинистые грунты; б – термический обжиг лессовых просадочных грунтов





1 - усиливаемый фундамент;  
 2 - железобетонные элементы  
 усиления фундамента  
 (дополнительные опоры); 3 -  
 металлическая или  
 железобетонная обойма вокруг  
 колонны; 4 - подкосы из  
 прокатного металла; 5 - верхняя  
 обвязка из уголка; 6 - низкая  
 обвязка из уголка или швеллера;  
 7 - распорные болты; 8 - гайки,  
 приваренные к нижней обвязке;  
 9 - закладные детали в элементах  
 усиления; 10 - обетонирование  
 нижней обвязки и распорных  
 болтов; 11 - зона обжатого  
 грунта основания.



1 - усиливаемый фундамент; 2 - железобетонные элементы усиления фундамента;  
 3 - мембранная распорная подушка (конверт из кровельного железа);  
 4 - трубопровод с манометром для подачи цементного раствора; 5 - цементный  
 раствор, закачиваемый под давлением и выдерживаемый до его схватывания; 6 - зона  
 обжатого грунта основания.

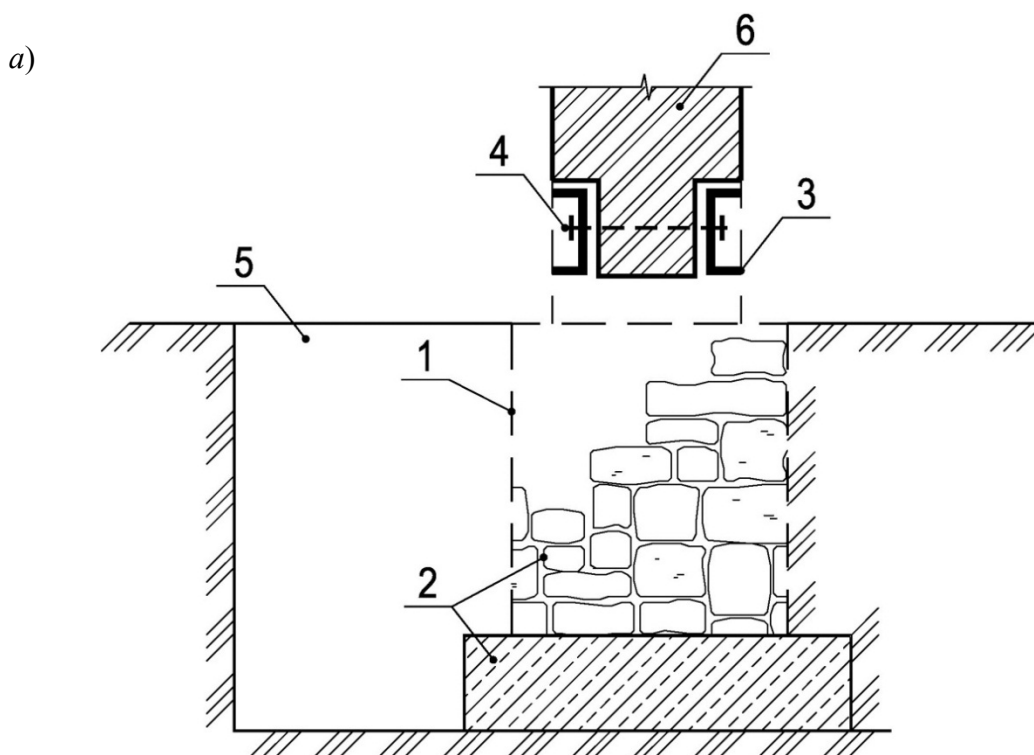
Рис. 5.18. Увеличение несущей способности фундаментов путем предварительного обжатия грунта основания под элементами усиления:  
 а – через подкосы с распорными болтами; б – через мембранные распорные подушки

### 5.3. Разгрузка конструкций фундаментов

Третье направление классификации объединяет способы усиления фундаментов, в которых за счет специальных конструктивных мероприятий происходит разгрузка фундаментов (полная или частичная) или ослабленных

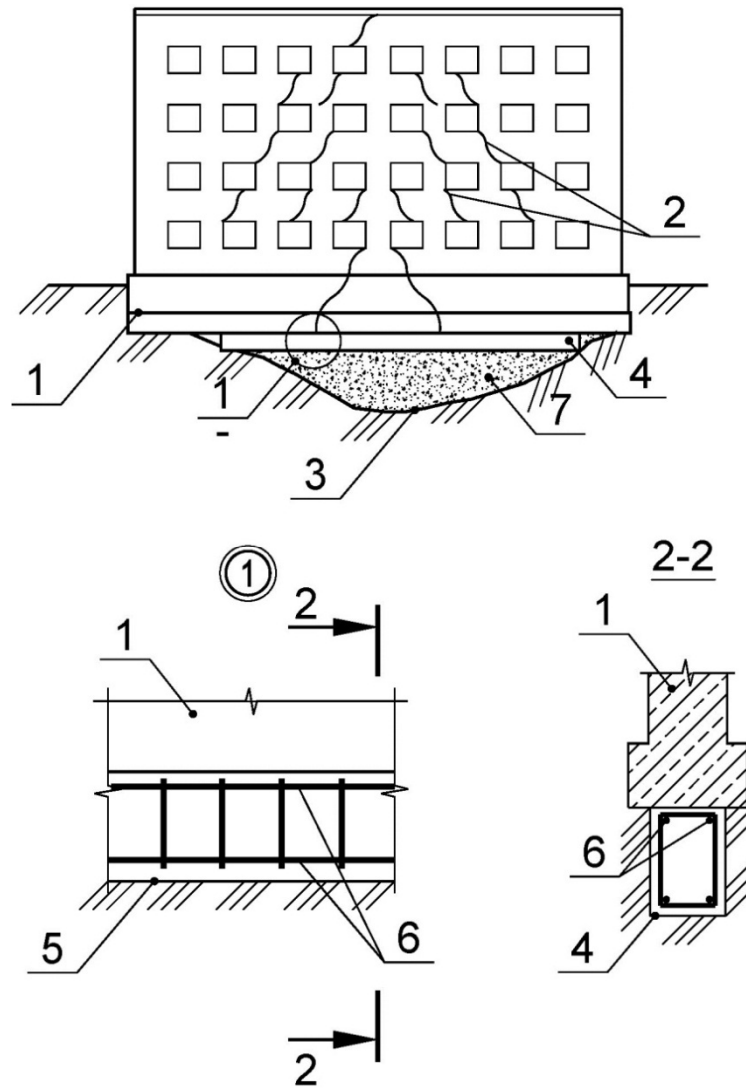
участков зданий. Это достигается за счет подведения разгружающих балок под части (блоки) зданий, устройства дополнительных поясов жесткости в стенах, вывешивания колонн для замены фундаментов и других приемов (рис. 5.19).

Таким образом, вышеизложенное свидетельствует о достаточно большом разнообразии способов усиления фундаментов, упрочнения оснований реконструируемых и восстанавливаемых зданий. При выборе способа усиления необходимо учитывать целый комплекс вопросов, включающих не только инженерно-геологические особенности строительных площадок, тип, конструктивные признаки, но и условия (схемы) работы фундаментных конструкций.



1 - контуры фундамента, подлежащего замене; 2- вновь устраиваемый фундамент; 3- разгружающие металлические балки; 4- стяжные болты; 5- шурф; 6- кирпичная стена.

б)



1- усиливаемый фундамент; 2- трещины в стенах; 3- контур осадочной воронки; 4- монолитная железобетонная балка; 5- поверхность основания; 6 - арматурный каркас; 7- засыпка воронки грунтом с послойным уплотнением

Рис. 5.19. Разгрузка конструкций фундаментов путем подведения несущих балок под участки здания:

*а* – установка разгружающих балок; *б* – устройство разгружающих балок под подошвой фундамента